



**Universität der Bundeswehr München**

**Institut für Wasserwesen**

**Mitteilungen**

**Heft 74 / 2001**

**DISTRIBUTION STATEMENT A**  
Approved for Public Release  
Distribution Unlimited

**Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen**



**Universität der Bundeswehr München**

**Institut für Wasserwesen**

**Mitteilungen**

**Heft 74 / 2001**

**W. Bechteler; H. Kulisch; C. Langer**

**Entwicklung eines Prüfgerätes zur  
zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen**

**F.W. Günthert; G. Walther**

**Erarbeitung zulässiger Wasserverluste für die  
zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen**

**20050930 061**

Kommissionsverlag Oldenbourg Industrieverlag GmbH  
München 2001

AQ F05-12-3723

**Bechteler, Wilhelm:**

**Entwicklung eines Prüfgerätes zur zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen / W. Bechteler; H. Kulisch; C. Langer.**

**Erarbeitung zulässiger Wasserverluste für die zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen / F. W. Günthert; G. Walther.**

[Gesamtw. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen]. – München :  
Oldenbourg-Industrieverl., 2001

(Mitteilungen / Institut für Wasserwesen ; Heft 74)  
ISBN 3-486-26517-2

Herausgeber:

- Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Bechteler  
Hydromechanik und Hydrologie
- Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Wolfgang Günthert  
Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik
- Univ.-Prof. Dr.-Ing. Hans-B. Kleeberg  
Wasserwirtschaft und Ressourcenschutz

Institut für Wasserwesen  
Universität der Bundeswehr München  
85577 Neubiberg

Tel.: 089/6004-3493, -3484, -3490; Fax: 089/6004-3858  
<http://www.bauv.unibw-muenchen.de/institute/inst6.html>

**ISBN 3-486-26517-2**

© 2001 Alle Rechte vorbehalten

Satz: Institut für Wasserwesen  
der Universität der Bundeswehr München  
85577 Neubiberg

Druck: Universität der Bundeswehr München

Printed in Germany



# INHALT

<b>Veranlassung des Forschungsvorhabens</b>	<b>3</b>
E. Meißner	
<b>Entwicklung eines Prüfgerätes zur zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung von Grundstücksentwässerungsleitungen</b>	<b>5</b>
W. Bechteler; H. Kulisch; C. Langer	
<b>Erarbeitung zulässiger Wasserverluste für die zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von Grundstücksentwässerungsleitungen</b>	<b>65</b>
F. W. Günthert; G. Walther	
<b>Bisher erschienene Hefte des Instituts für Wasserwesen</b>	<b>185</b>

## Veranlassung des Forschungsvorhabens

Aus undichten Abwasserkanälen können erhebliche Mengen Schadstoffe in den Untergrund gelangen oder es kann Grundwasser in die Leitungen eindringen und die Kläranlagen belasten. Nach unserer Wassergesetzgebung darf dies nicht sein: „Öffentliche und private Kanalisationen sind so zu errichten, zu betreiben und zu unterhalten, dass sie dicht sind“ (§ 18 b WHG und Art. 41 e BayWG). Untersuchungen durch Städte und Gemeinden haben jedoch gezeigt, dass beachtliche Teile der Kanalisationen undicht sind. Dies trifft auch auf viele private Abwasserleitungen der Grundstücksentwässerung zu, für die die Grundstückseigentümer verantwortlich sind. In einem solchen Fall müssen die Leitungen vom Eigentümer saniert werden, damit er sich nicht strafbar oder schadensersatzpflichtig macht. Für ihn stellt sich somit die entscheidende Frage: wie kann ich feststellen, ob die Abwasserleitungen auf meinem Grundstück dicht sind?

Bei einem Neubau gibt es in der Regel keine Schwierigkeiten. Noch bevor die Hausbewohner eingezogen sind, wird das ganze Entwässerungssystem mit Wasser aufgefüllt und dann festgestellt, ob der Wasserspiegel sinkt und Wasser verloren geht. Oder die Entwässerungsanlage wird abgedichtet, mit Druckluft gefüllt und es wird geprüft, ob der Druck stehen bleibt. Zeigt sich, dass die zulässigen Toleranzen für Verluste überschritten werden, muss der Bauunternehmer nachbessern.

Bei älteren Wohngebäuden wird die Überprüfung schwieriger. Im allgemeinen genügt es, von einem Fachbetrieb die unterirdischen Leitungen mit einer kleinen Fernsehkamera befahren zu lassen und das „Innenleben“ in einem Videofilm aufzuzeichnen. Sind optisch keine Schäden an den Rohren erkennbar, kann von einer dichten Leitung ausgegangen werden. In vielen Altbauten weisen die Grundleitungen aber auch nicht befahrbare seitliche Zuläufe auf. Hier blieb bisher nur die Möglichkeit, auch das alte Entwässerungssystem mit Wasser aufzufüllen und unter Druck zu setzen, um durch messbare Wasserverluste die Dichtheit der Anlage nachzuweisen.

Prüfungen von alten Grundstücksentwässerungsleitungen mit Wasserdruck haben den Nachteil, dass dabei ein höherer Druck auf die Leitungswände und Muffen aufgebracht wird, als im täglichen Betrieb in der Regel der Fall ist. Manchmal werden dabei die Dichtungsmassen oder die alten Teerstricke aus den Rohrverbindungen herausgedrückt. Eine bisher dichte Grundstücksentwässerungsanlage könnte in einem solchen Fall durch die Prüfung mit Überdruck erst undicht gemacht werden. Eine solche Zerstörung von Muffen durch Überdruck wurde in einem Untersuchungsvorhaben nachgewiesen<sup>1</sup>. Die Folgen könnten sein, dass für den Grundstücksbesitzer Sanierungskosten in Höhe von 10.000 bis 20.000 DM fällig werden, obwohl die ursprüngliche Leitung im Betriebszustand wasserdicht war.

---

<sup>1</sup> ULLMANN, F. (1992): Umweltorientierte Bewertung der Abwasserexfiltrationen bei undichten Kanälen dargestellt am Beispiel einer Bundeswehrkaserne. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen. Nr. 145.

Dies war für das Bayer. Landesamt für Wasserwirtschaft der Anlass, ein Forschungs- und Entwicklungsvorhaben anzustoßen, wie der Betriebszustand einer Grundstücksentwässerungsanlage zerstörungsfrei auf Dichtheit geprüft werden kann.

Dies bedeutet, dass auch während der Prüfung ein druckloser Freispiegelabfluss möglich sein muss. Um bei diesem Abfluss messbare Wasserverluste feststellen zu können, sollte der Abfluss ausreichend lange im Kreislauf gepumpt werden. In dem geplanten Forschungs- und Entwicklungsvorhaben waren daher zwei Hauptfragen zu beantworten:

1. Wie groß darf der Verlust von häuslichem Abwasser in einer privaten Grundstücksentwässerungsanlage sein, um nach den derzeit geltenden rechtlichen Bestimmungen noch als umweltverträglich hingenommen werden zu können ?

Um diese Frage beantworten zu können, waren die maßgebenden Parameter im häuslichen Abwasser und deren Auswirkungen auf die Umwelt zu untersuchen. Ziel war die Erarbeitung von zulässigen Wasserverlusten während einer Prüfung im Freispiegelabfluss, die noch keine Leitungssanierung erforderlich machen.

2. Welcher Wasserverlust ist unter folgenden Prüfbedingungen noch messbar:

- im Freispiegelabfluss,
- in wirtschaftlich vertretbarer Prüfzeit und
- mit reproduzierbarer Genauigkeit ?

Ziel des Vorhabens war die Entwicklung eines Prüfgerätes als Prototyp, mit dem solche Prüfungen durchgeführt und die oben genannten Wasserverluste zuverlässig gemessen werden können. Beide Fragen wurden durch Untersuchungen am Institut für Wasserwesen an der Universität der Bundeswehr München beantwortet. Die Ergebnisse sind in diesem Bericht zusammengefasst.

Allen Mitarbeitern sei an dieser Stelle herzlich dafür gedankt, dass sie mit viel Ausdauer und konstruktiven Beiträgen das Vorhaben zu einem erfolgreichen Abschluss gebracht haben.

München, 24. Januar 2001

Dr. Meißner  
(Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft)

**Entwicklung eines Prüfgerätes  
zur zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen**

Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Bechteler  
Dipl.-Ing. Helmut Kulisch  
Dipl.-Ing. Claudia Langer

Hydromechanik und Hydrologie  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. W. Bechteler

## Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG .....</b>	<b>9</b>
1.1	Situation .....	9
1.2	Entwicklungsphasen.....	10
<b>2</b>	<b>DAS FREISPIEGEL-PRÜFGERÄT .....</b>	<b>11</b>
2.1	Prinzipielle Funktion.....	11
2.2	Geräte - Komponenten und Messtechnik.....	13
2.2.1	Tank.....	17
2.2.2	Pumpe.....	18
2.2.3	Messschlauch.....	20
2.2.4	Ansaugstutzen.....	22
2.2.5	Zweitschlauch.....	23
2.2.6	Befüllstutzen für den Saugbetrieb.....	23
2.2.7	Absperrblasen und Absperrplatte.....	24
2.2.8	Miniatur-Drucksensoren .....	27
2.2.9	Temperatursonde .....	28
2.2.10	Messumformer .....	29
2.2.11	Messwerterfassung.....	29
2.2.12	Messprogramm .....	29
2.3	Erprobung.....	30
2.3.1	Wasserverlustmessung.....	30
2.3.2	Einsatzbereich.....	31
2.3.3	Genauigkeit.....	32
2.4	Bedienung .....	34
2.4.1	Startvorgang.....	34
2.4.2	Durchführung einer Messung.....	35
2.4.3	Beenden einer Messung.....	35
2.5	Anwendungsbereich.....	36
<b>3</b>	<b>PRÜFVORSCHRIFTEN .....</b>	<b>37</b>
3.1	Strömungszustand.....	37
3.2	Zulässige Verluste .....	37
3.3	Berechnung der Verluste.....	37
3.4	Prüfdauer und Genauigkeit.....	39
3.5	Prüfprotokoll.....	40

<b>4</b>	<b>VERGLEICH ZU DEN KONVENTIONELLEN PRÜFVERFAHREN.....</b>	<b>42</b>
4.1	Vorgehensweise .....	42
4.2	Prüfvorschriften .....	42
4.3	Ergebnisse .....	43
<b>5</b>	<b>ERFAHRUNGEN UND VERBESSERUNGSVORSCHLÄGE.....</b>	<b>54</b>
5.1	Grundlagen .....	54
5.2	Vorratstank.....	54
5.3	Pumpe.....	55
5.4	Messschlauch .....	56
5.5	Messwertverarbeitung .....	57
<b>6</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>58</b>
<b>7</b>	<b>VERZEICHNISSE.....</b>	<b>61</b>
7.1	Literaturverzeichnis.....	61
7.2	Symbole .....	62
7.3	Abkürzungen .....	62
7.4	Abbildungsverzeichnis .....	63
7.5	Tabellenverzeichnis .....	64

# 1 Einleitung

## 1.1 Situation

Die hier dokumentierte Untersuchung wurde im Auftrag des Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft (LfW) in den Jahren 1996-2000 durchgeführt. Veranlassung hierzu ist eine Vorlage des LfW (Az: 42-0734), welche nachfolgend wiedergegeben wird.

Zitat:

*“Das einzige in Deutschland genormte Verfahren zur Dichtheitsprüfung von Abwasserkanälen sieht einen Wasserüberdruck von 5 m WS über dem tiefsten Punkt der Rohrsohle vor (DIN 4033). Forschungsvorhaben und gezielte Untersuchungen der letzten Jahre zeigen jedoch immer deutlicher, daß die alten Muffendichtungen der Abwasserkanäle durch Überdruck zerstört und dadurch oft erst undicht werden [...].*

*Im IMS (Schreiben des Innenministeriums) San/003/90 “Betrieb von Kanalisationen, Hinweise zur Instandhaltungspflicht und Haftung” wurde daher vorgesehen, daß alte Kanäle auch durch Auffüllung bis zum Rohrscheitel auf Dichtheit geprüft werden können. Aber auch die Auffüllung bis zum Rohrscheitel erzeugt im unteren Teil einer Haltung bereits Überdruck. Dies gilt insbesondere für Hausanschlußleitungen, wenn sie bis zum Einlauf im Keller aufgefüllt werden, um von dort aus den Wasserstand beobachten zu können. Kommunen berichten von erheblichen Undichtheiten, die bei dieser Prüfmethode festgestellt wurden. Es ist dabei nicht nachvollziehbar, ob und wie weit die Undichtheit erst durch die Wasserauffüllung erzeugt wurde.*

*Die anschließenden Sanierungskosten sind erheblich (pro Hausanschlußleitung z.B. 10.000.-- bis 20.000.-- DM). Diese enormen Kosten können dem betroffenen Bürger gegenüber wasserwirtschaftlich und politisch nur vertreten werden, wenn mit der Sanierung eine relevante Umweltgefährdung unterbunden wird. Es ist daher dringend erforderlich, eine zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle zu entwickeln, um die tatsächlich vorhandene Abwasserexfiltration feststellen zu können.*

*Der Grundgedanke für eine einfache zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung ist, Wasserverluste bei dem maßgeblichen Teilfüllungszustand zu messen. Dieser Wasserstand ergibt sich entweder aus dem Bemessungsabfluß für die betreffende Abwasserleitung (z.B. aus DIN 1986 Teil 2), oder aus länger andauernden betrieblichen Wasserständen, die darüber liegen (z.B. durch Rückstau).*

*Die Verlustmessung soll dadurch erfolgen, daß eine bekannte Wassermenge längere Zeit in einer abgeschlossenen Leitungsstrecke im Kreislauf gepumpt wird. Der erforderliche Wasserstand wird dadurch erreicht, daß*

- *entweder der Bemessungsabfluß im Kreislauf gepumpt wird oder*
- *eine kleine Wassermenge im Kreislauf gepumpt wird und der Wasserspiegel dabei durch eingezogene Staukörper auf den gewünschten Stand angehoben wird.*

*Der Wasserverlust wird nach Beendigung des Kreislauffumpens durch Volumenbestimmung festgestellt. Liegt er unter einem vorgegebenen Wert, der von der benetzten Oberfläche des Kanales abhängt, so ist der geprüfte Kanal dicht.*

*Die Wasserverlustmessung bei Teilfüllung in Höhe des maßgebenden betrieblichen Wasserstandes stellt ein Maß für die tatsächliche Umweltgefährdung dar. Zusätzlich zur reinen Mengenmessung könnten zur Bewertung des Gefährdungspotentials auch noch Inhaltsstoffe des abgeleiteten Abwassers mit herangezogen werden, z.B. wegen der Unterschiede zwischen häuslichem und industriellem Abwasser."*

## **1.2 Entwicklungsphasen**

Die Entwicklung des Prüfgerätes zur zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung erfolgte in drei Phasen. Die ihnen zugrunde gelegten Aufgabenstellungen sind nachfolgend in Stichpunkten zusammengefasst:

### **Phase I:**

Laborversuche an einer ca. 4 m langen unterschiedlich neigbaren Rohrstrecke DN 150 zur Entwicklung eines geeigneten Verfahrens und technischer Details.

### **Phase II:**

- Ertüchtigung des Prüfgerätes zu einem in der Praxis einsetzbaren Prototyp.
- Erstellung einer Bedienungsanleitung für das Prüfgerät zur Durchführung von Dichtheitsprüfungen.
- Durchführung von je fünf Dichtheitsprüfungen vom oberen und vom unteren Schacht aus zur Erprobung des Prüfgerätes im Feld.

### **Phase III:**

Optimierung des Prototyps und Vergleich des neuen Prüfverfahrens im Gegensatz zu zwei konventionellen Prüfverfahren (Luft- und Wasserdruckverfahren) anhand 20 geeigneter Prüfobjekte.



## 2 Das Freispiegel-Prüfgerät

### 2.1 Prinzipielle Funktion

Der Dichtheitsnachweis für die zu prüfende Leitung (ZPL) erfolgt mit dem vorgestellten Gerät druckfrei. Prinzipiell wird dazu die ZPL in einen geschlossenen Wasserkreislauf integriert und mit Freispiegelabfluss durchströmt. Bei einer undichten Leitung reduziert sich demzufolge permanent die im Kreislauf befindliche Wassermenge. Die messtechnische Erfassung dieser Abnahme und die Realisierung des geschlossenen Wasserkreislaufs erfolgt über das Prüfgerät. Dieses besteht im wesentlichen aus einer Pumpe, einem Drucktank, einem Schlauch mit integrierten Drucksensoren (Messschlauch) und zwei Verbindungsschläuchen. In Abhängigkeit davon, ob das Prüfgerät am höher oder tiefer gelegenen Ende der ZPL aufgebaut wird, muss es im Saugbetrieb oder Förderbetrieb (siehe Abbildung 2 und Abbildung 3) installiert werden. In beiden Fällen wird der mit Drucksensoren zur Wasserstandsbestimmung versehene Messschlauch bis zu dem mittels einer Absperrblase verschlossenen Ende der ZPL eingeführt (Erklärung siehe E1). Ebenso unabhängig vom Modus des Prüfgeräts wird der Pumpen-Ausgang über einen Schlauch mit dem Zulaufstutzen des Drucktanks verbunden.

Im **Saugbetrieb** (siehe Abbildung 2) wird der Messschlauch mit dem Pumpeneingang verbunden und eine weitere, als „Zweitschlauch“ bezeichnete Leitung vom Ablauf des Drucktanks zum Beginn der ZPL verlegt. Über die Pumpe und den Messschlauch wird Wasser vom Ende der ZPL **abgesaugt** und in den Tank gefördert. Von dessen Ablauf, der mit einem Regelventil versehen ist, gelangt es über den Zweitschlauch zum Beginn der ZPL und durchströmt diese im Freispiegelabfluss.

Im **Förderbetrieb** (siehe Abbildung 3) wird der Messschlauch mit dem Ablauf des Drucktanks bzw. mit dem dort installierten Regelventil und der Zweitschlauch mit dem Pumpeneingang verbunden. Nunmehr wird Wasser über den Messschlauch zum Ende der ZPL **gefördert** und gelangt im Freispiegelabfluss an den Anfang der Leitung. Von dort wird es über den Zweitschlauch und die Pumpe abgesaugt und zurück in den Tank gefördert.

Die Reihenschaltung von Pumpe und Tank stabilisiert den Durchsatz im Kreislauf auf einen konstanten Wert (Erklärung s. E2). Durch mäßiges, permanentes Ablassen von Luft aus dem Tank gelingt es gleichzeitig, den Wasserspiegel in der ZPL auf einen konstanten Wert zu stabilisieren, der sich auch beim Auftreten von Leckverlusten nicht ändert (Erklärung s. E3). Infolge des geschlossenen Kreislaufs führen potentielle Leckverluste in der ZPL deshalb zu einer permanenten Abnahme des Wasserstands  $h_t$  im Tank, der über den dort installierten Drucksensor registriert wird. Die Wasserstandsabnahme kann wegen der bekannten Tank-Querschnittsfläche in einen Leck-Volumenstrom umgerechnet werden. Dabei wird infolge des stabilisierten Kreislaufdurchsatzes eine hohe Messgenauigkeit erreicht, so dass auch sehr geringe Leckverluste ( $1 \times 10^{-4}$  l/s) noch nachweisbar sind.

**E1: Einführen des Messschlauchs in die ZPL**

Die beschriebene Verlegung des Messschlauchs innerhalb der ZPL ist für die Funktion des Geräts nicht zwingend erforderlich, kann also auch oberirdisch erfolgen. Von dieser Möglichkeit sollte aber nur Gebrauch gemacht werden, wenn es die geometrische Situation vorort nicht anders zulässt, d.h. wenn der Messschlauch nicht in die ZPL eingeführt werden kann (z.B. bei starken Krümmern, Wurzeleinwüchsen etc.). Anderenfalls sollte auf die Verlegung in der ZPL nicht verzichtet werden, weil sie mehrere Vorteile in sich birgt:

Der Messschlauch reduziert die durchströmte Querschnittsfläche der ZPL erheblich und erhöht durch seine Rauheit den Strömungswiderstand. Zur Realisierung eines Freispiegelabflusses mit 50% Teilfüllung ist deshalb ein deutlich geringerer Volumenstrom erforderlich, so dass einerseits eine Pumpe mit entsprechend niedrigerer Leistung (kleiner, leichter) verwendet werden kann. Andererseits ergibt sich bei geringeren Durchflüssen im Wasserkreislauf eine höhere Stabilität des Strömungszustandes und damit eine höhere Messgenauigkeit, so dass letztlich auch eine kürzere Prüfdauer (siehe Kapitel 3.4) realisiert werden kann.

Darüber hinaus kann der entlang der ZPL vorherrschende Wasserpegel nur durch Einführen des Messschlauchs mit seinen integrierten Drucksensoren erfasst werden. Letztlich steht zur Dichtheitsprüfung auch häufig (insbesondere bei Hausanschlussleitungen) nur ein frei zugängliches Leitungsende, respektive ein Kontrollschacht oder ein Putzstück zur Verfügung. In diesem Fall ermöglicht erst der in der ZPL verlegte Messschlauch die Dichtheitsprüfung.

**E2: Stabilisierung des Kreislauf-Durchsatzes**

Übersteigt der von der Pumpe in den Tank geförderte Volumenstrom kurzzeitig denjenigen bei Gleichgewichtszustand, so nimmt das Wasservolumen im Tank zu. Das eingeschlossene Luftvolumen wird dadurch stärker komprimiert und der Druck im Tank steigt an. Demzufolge vermindert sich aber der von der Pumpe geförderte Volumenstrom, während der aus dem Tank austretende zunimmt. Beide Mechanismen bewirken eine Wasserstandsabnahme im Tank und damit eine Egalisierung des Ungleichgewichts. Die selbe Überlegung kann mit einer kurzzeitigen Unterschreitung des Gleichgewichtsvolumenstroms durchgeführt werden.

**E3: Einstellung und Stabilisierung des Wasserspiegels in der ZPL**

Nach dem Anfahren des Prüfgeräts stellt sich in der ZPL zunächst ein oberhalb des Ansaugstutzens gelegener Wasserspiegel ein. Durch Ablassen von Luft aus dem Tank wird nun der dort vorherrschende Druck reduziert, so dass der in den Tank geförderte Volumenstrom steigt und der aus ihm austretende abnimmt. Die Wassermenge im Tank nimmt deshalb zu und die in der ZPL befindliche in gleichem Maße ab, so dass der Wasserstand dort fällt.

Diese Wasserstandsabnahme in der ZPL setzt sich solange fort, bis sich über dem dort befindlichen Ansaugstutzen ein Ansaugwirbel ausbildet, der einen Lufteintrag in den Saugschlauch bewirkt. Der insgesamt in den Tank geförderte Volumenstrom, nunmehr aus Luft und Wasser bestehend, ändert sich dadurch nicht (bzw. nur sehr wenig), wohl aber derjenige des Wassers. Letzterer nimmt etwa um die Größe des Luft-Volumenstroms ab, so dass sich zunächst die durch das Ablassen von Luft verursachte Wasserstandszunahme im Tank verlangsamt. Mit weiter abnehmendem Wasserstand in der ZPL steigt der dort eingetragene Volumenstrom der Luft an und wirkt der Wasserstandsabnahme in der ZPL gemäß den obigen Ausführungen in zunehmendem Maß entgegen, bis sich schließlich ein neuer Gleichgewichtszustand einstellt. Letzterer ist dadurch gekennzeichnet, dass die in den Tank geförderte Luftmenge gerade abgelassen wird und auch bezüglich der ein- und austretenden Volumenströme des Wassers Gleichgewicht herrscht. Dieser Zustand ist wiederum stabil, weil ein erhöhter Lufteintrag am Ansaugstutzen mit einer gleichzeitigen Abnahme des angesaugten Wasser-Volumenstroms einhergeht. Demzufolge steigt der Wasserstand in der ZPL und bewirkt eine Reduktion des erhöhten Lufteintrags.

## **2.2 Geräte - Komponenten und Messtechnik**

Nachfolgend werden die wesentlichen Komponenten des entwickelten Prototyps erläutert. Den prinzipiellen Aufbau des Gerätes im Saugbetrieb und im Förderbetrieb zeigen die Abbildungen 2 und 3. Ein Foto des aufgebauten Prüfgerätes enthält die Abbildung 1.

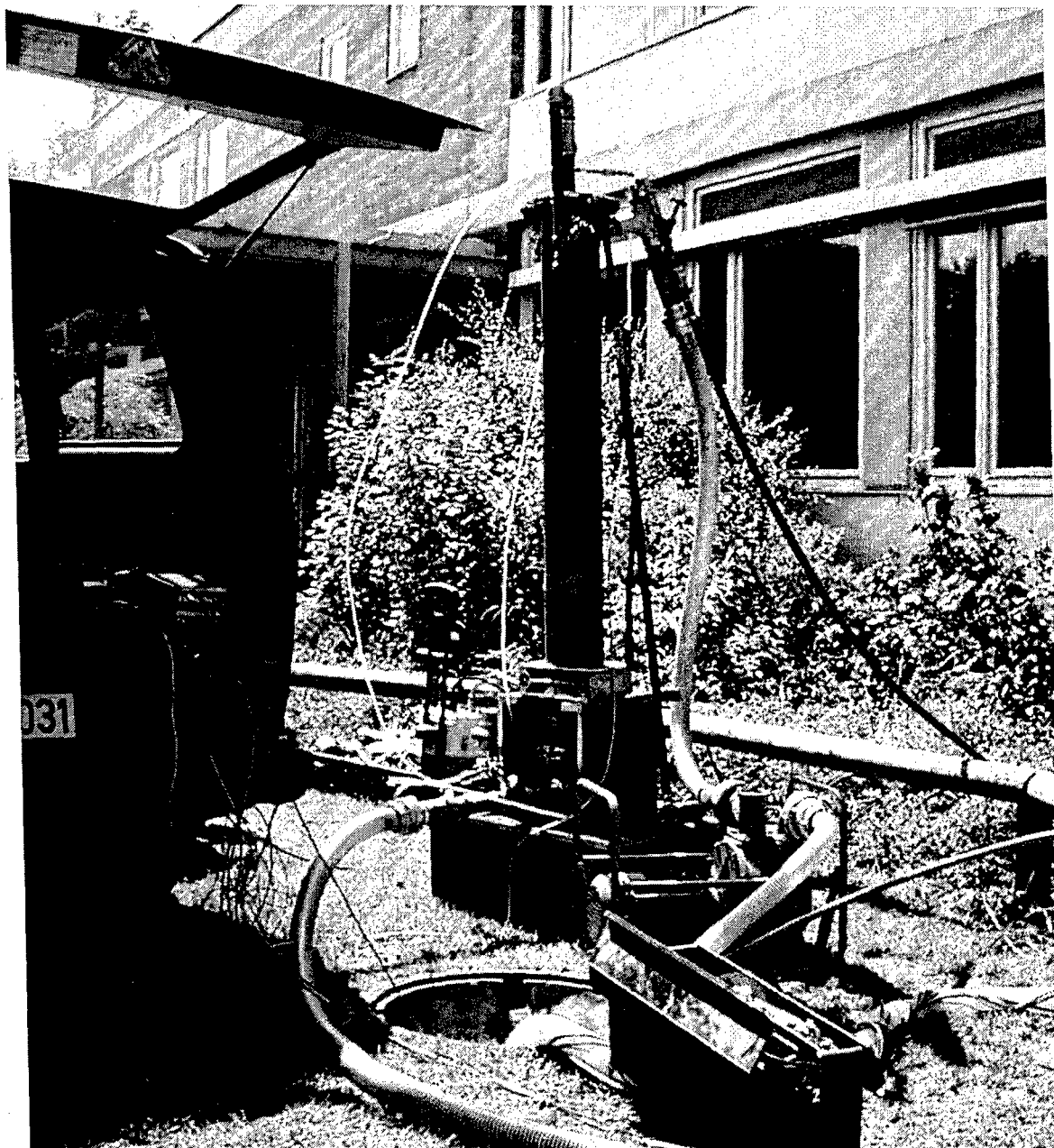


Abbildung 1: Foto des aufgebauten Prüfgerätes

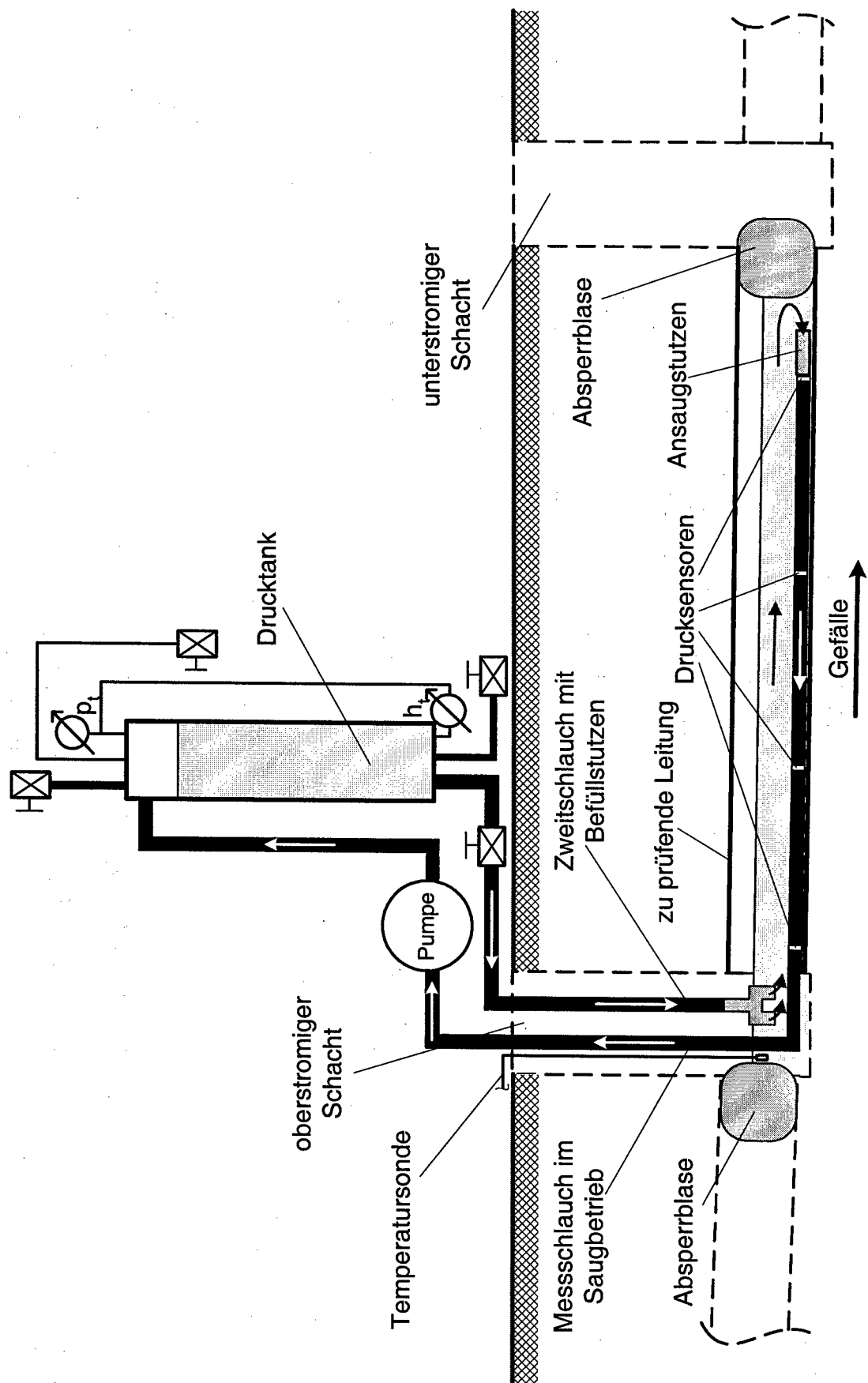


Abbildung 2: Prinzipieller Aufbau des Freispiegel-Prüfgerätes im Saugbetrieb

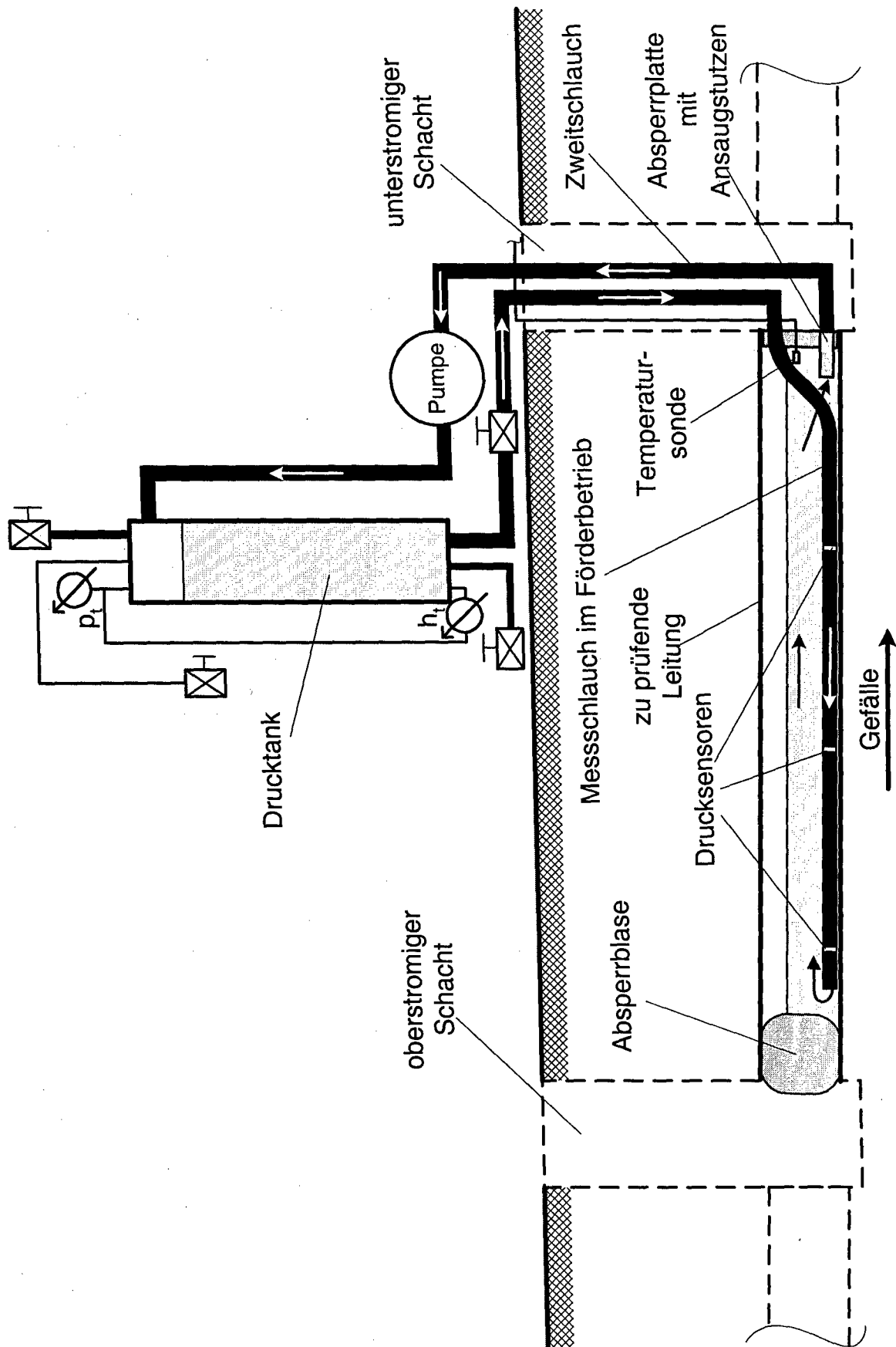


Abbildung 3: Prinzipieller Aufbau des Freispiegel-Prüfgerätes im Förderbetrieb

### 2.2.1 Tank

Der Tank wird als Vorratsbehälter in den Prüfkreislauf integriert. Er ist luftdicht und muss den von der Pumpenleistung abhängigen Überdruck (hier 2 bar) aufnehmen. Treten in der stationär durchströmten ZPL Leckverluste auf, so werden diese aus dem Vorratstank heraus ersetzt und können deshalb durch eine dort permanent durchgeführte Aufzeichnung des Wasserpegels ermittelt werden. Eine Systemzeichnung des Drucktanks zeigt die Abbildung 4.

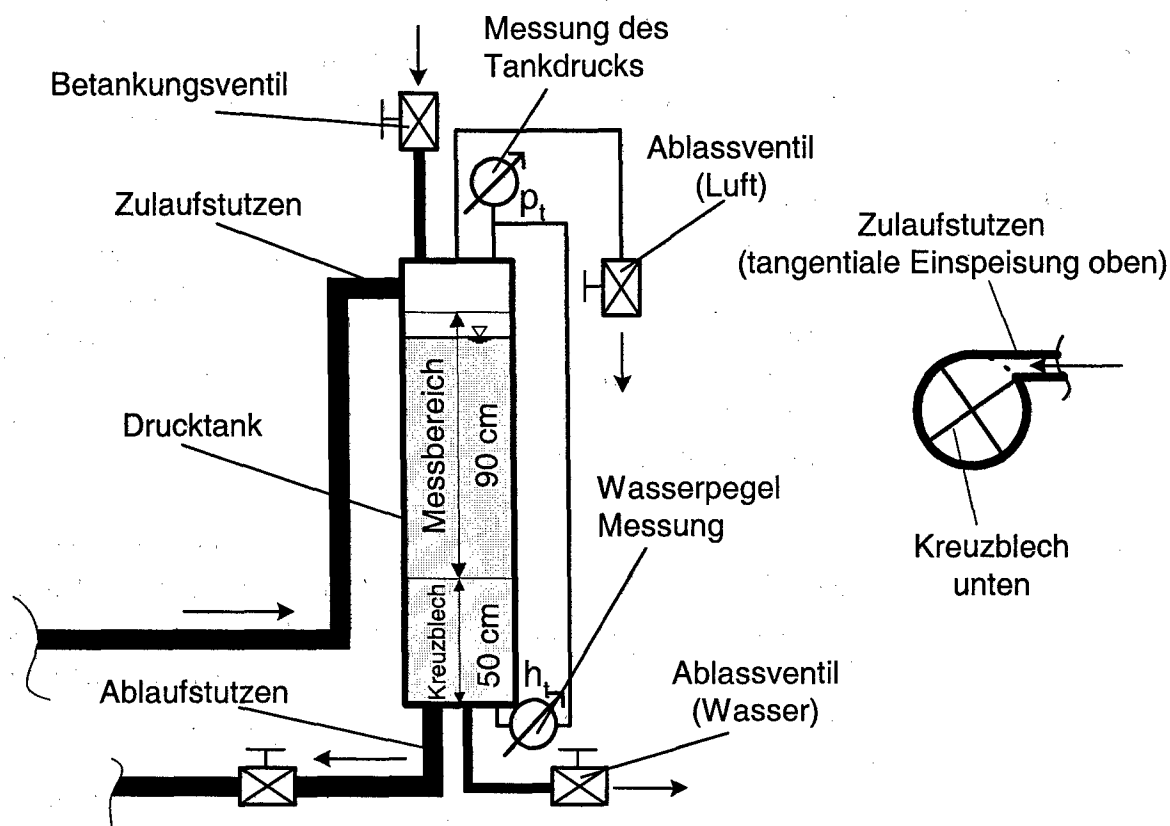


Abbildung 4: Systemzeichnung des Drucktanks

Die in der Abbildung 4 dargestellten Komponenten des Drucktanks werden nachfolgend erläutert:

**Betankungsventil:** An dieses Ventil wird die Wasserversorgung angeschlossen.

**Ablassventil (Wasser):** Über das Ablassventil kann dem Prüfkreislauf Wasser entnommen werden.

**Ablassventil (Luft):** Über dieses Ventil kann aus dem Tank Luft abgelassen werden.

**Ablaufstutzen:** Aus dem Ablaufstutzen gelangt das Wasser in die ZPL. Der Durchfluss kann mit dem eingebauten Ventil geregelt werden.

- Zulaufstutzen:** Über den Zulaufstutzen gelangt das aus der ZPL gepumpte Wasser zurück in den Tank. Dieser ist tangential zur Umfangsrichtung am oberen Ende des zylindrischen Tanks montiert, so dass die Wassereinspeisung wie bei einem Wirbelfallschacht erfolgt. Dadurch wird die kinetische Energie des Zulaufs zunächst in Rotationsenergie umgewandelt und danach im darunterliegenden Stauvolumen dissipiert. Zweck dieser Detaillösung ist es, den Lufteintrag in das Stauvolumen zu minimieren, eine Abscheidung der im Zulauf-Volumen enthaltenen Luft zu gewährleisten und dadurch den Wasserspiegel (Messgröße!) relativ ruhig zu halten.
- Kreuzblech:** Am Boden des zylindrischen Tanks sind zwei 50 cm hohe, sich kreuzende Bleche eingebaut. Dadurch wird die Rotation des Stauvolumens im unteren Tankbereich, die zur Bildung eines Ansaugwirbels und damit zur Einsaugung von Luft aus dem oberen Tankbereich führt, verhindert. Dies ist erforderlich, weil ein Luftaustrag aus dem Tank zu einer Destabilisierung des Prüfgeräts führen würde.
- Messbereich:** In die Berechnung der Leckverluste geht die Tankquerschnittsfläche ein. Sie hat nur in dem markierten Bereich eine konstante Größe von **2,036 dm<sup>2</sup>**. Unterhalb des Messbereiches befindet sich das Kreuzblech im Tank und oberhalb verengt sich der Querschnitt durch den Tankdeckel.
- Wasserpegelmessung:** Die Wasserhöhe im Tank wird permanent mit einem Differenzdruckgeber (Modell 50 DPF 110, der Firma Fischer & Porter, Messbereich 0-2 m, Messgenauigkeit 1 mm) gemessen.
- Tankdruckmessung:** Der Tankdruck wird zu Kontrollzwecken mit einem Absolutdruckgeber (Modell MPA 100 der Firma DATA Instruments Inc. Messbereich 0-2 bar, Messgenauigkeit 0,05 bar) erfasst.

### 2.2.2 Pumpe

Die im Prüfkreislauf integrierte Pumpe saugt Wasser aus der ZPL und pumpt dieses in den Tank zurück. Verwendet wird eine mit Drehstrom betriebene Kreiselpumpe der Firma Mast (Typ NP8E), siehe Abbildung 6. Ihre Leistungsaufnahme beträgt 2,5 kW. Laut Hersteller ist diese Pumpe bis 8,4 m selbstansaugend und weist Förderleistungen gemäß der in Abbildung 5 dargestellten Pumpenkennlinie auf.



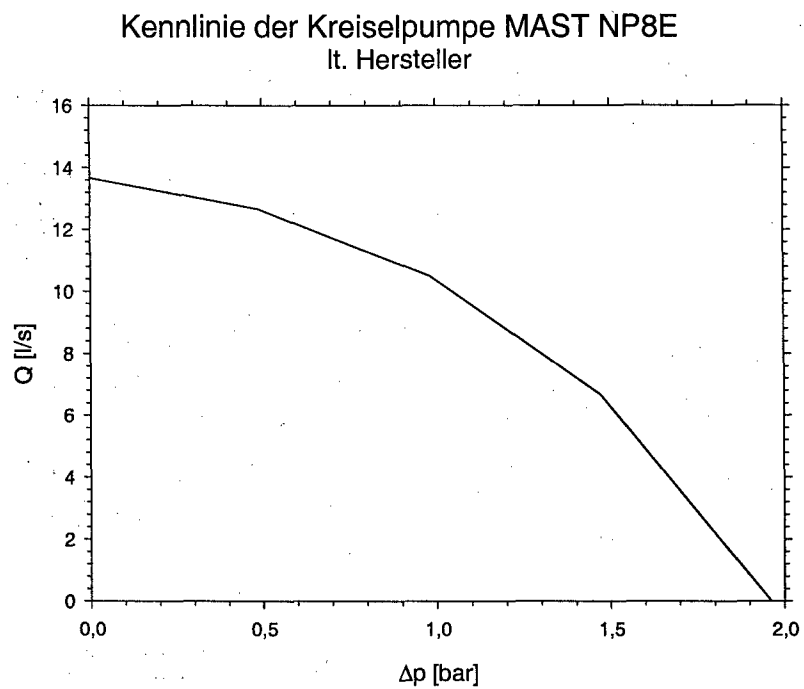


Abbildung 5: Kennlinie der im Prüfgerät eingesetzten Pumpe

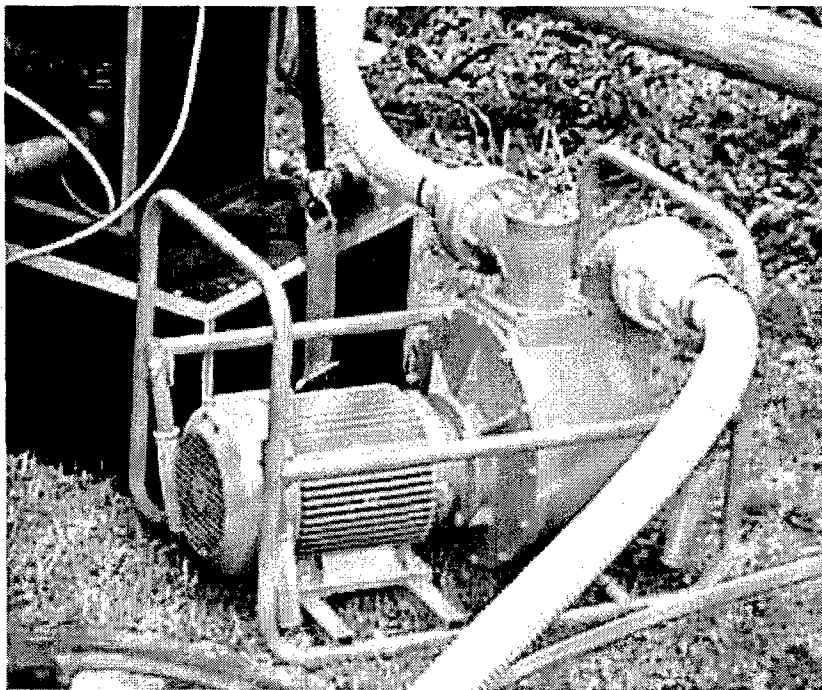


Abbildung 6: Foto der im Prüfgerät eingesetzten Pumpe

### 2.2.3 Messschlauch

Der Messschlauch wird auf der Gesamtlänge der ZPL in diese eingeführt. Je nach Betriebsart wird am Ende dieses Schlauches entweder Wasser in die ZPL gefördert (Förderbetrieb) oder Wasser aus der ZPL gesaugt (Saugbetrieb). Dient der Messschlauch als Saugschlauch, so muss an dessen Ende ein speziell entwickelter Ansaugstutzen (siehe Kapitel 2.2.4) installiert werden.

Mit Hilfe des Messschlauches wird die Lage des Wasserspiegels in der ZPL gemessen. Hierfür wurde der Schlauch in vorgegebenen Abständen mit Edelstahl – Kupplungen versehen, die je einen Miniatur-Drucksensor in sich aufnehmen. Abbildung 7 zeigt einen Längsschnitt durch eine ZPL mit eingeführtem Messschlauch. Die genauen Abmessungen der Edelstahl – Kupplungen können der Konstruktionszeichnung (Abbildung 8) entnommen werden. Ein Foto der Kupplungen zeigt die Abbildung 9.

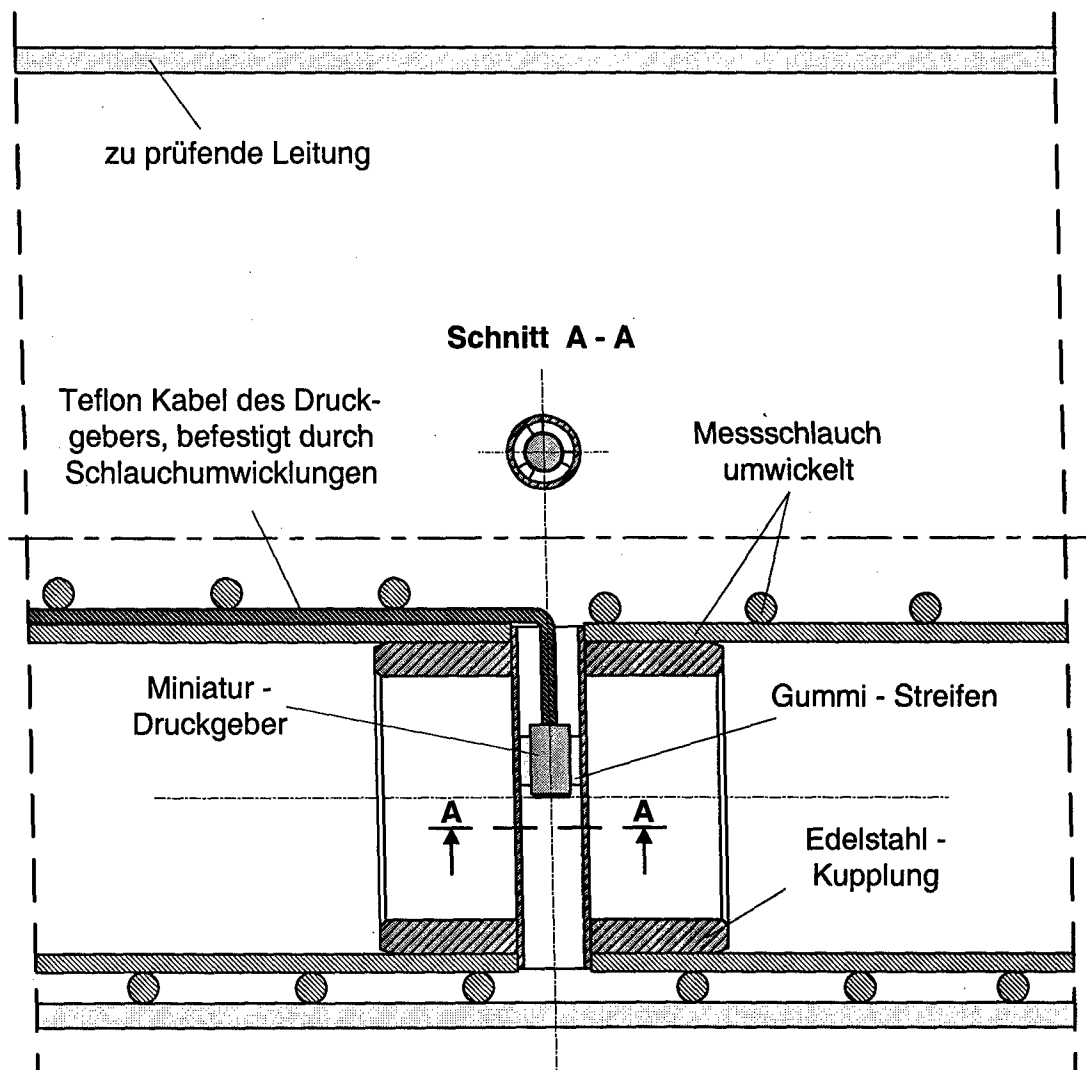


Abbildung 7: Längsschnitt durch eine ZPL mit eingeführtem Messschlauch

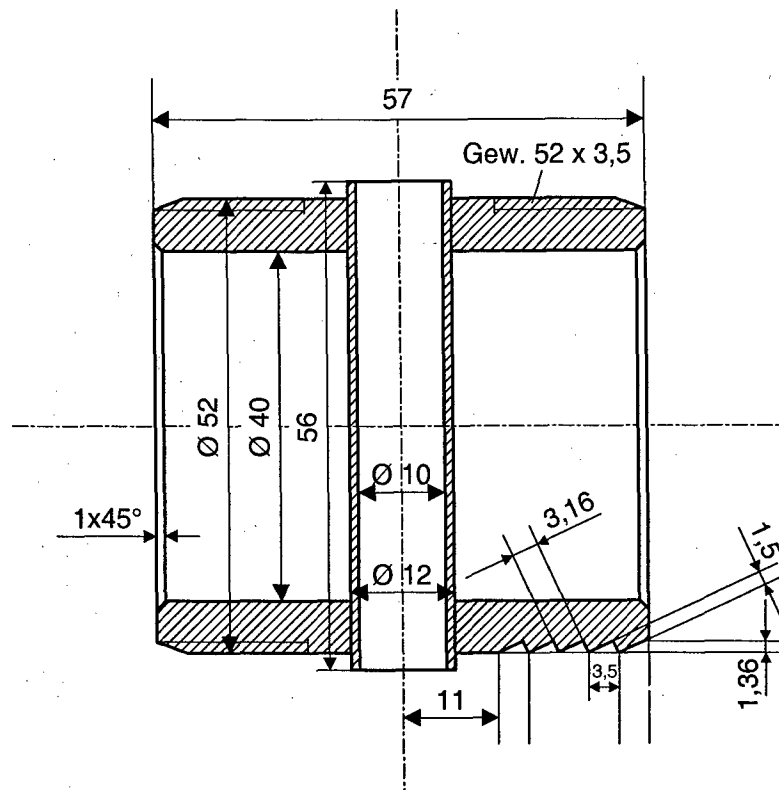


Abbildung 8: Konstruktionszeichnung der Edelstahl-Kupplung



Abbildung 9: Foto der Edelstahl-Kupplungen

Die spiralförmige Umwicklung des Messschlauchs mit einem Edelstahlseil (siehe Abbildung 7) erfüllt drei Aufgaben:

- Sie erhöht die Rauheit der Außenfläche des Messschlauches und somit die Rauheit der durchströmten Querschnittsfläche in der ZPL. Mit zunehmender Rauheit der durchströmten Querschnittsfläche reduziert sich einerseits der für eine diskrete Fließtiefe benötigte Volumenstrom in der ZPL. Andererseits weisen Reibungskräfte eine diffusionsähnliche Wirkung auf; innere Kräfte führen zu geringeren Beschleunigungen und damit zu geringeren Wasserspiegelgradienten, so dass auch die um den stationären Strömungszustand auftretenden Schwankungen abnehmen und dadurch die Messgenauigkeit verbessert wird.
- Sie erhöht das Gewicht des Messschlauches, und verhindert somit dessen Aufschwimmen während einer Messung.
- Sie fixiert das Teflon-Kabel des Miniatur-Druckgebers am Messschlauch.

#### 2.2.4 Ansaugstutzen

Die Konstruktion des Ansaugstutzens beeinflusst die Stabilität des Strömungszustandes in der ZPL und damit die Messgenauigkeit erheblich. Diesbezüglich maßgebend ist die Empfindlichkeit des Ansaugstutzens gegenüber Änderungen des Wasserpegels, also letztlich der zwischen Überdeckungshöhe und angesaugter Luftmenge bestehende Zusammenhang.

Die Schwierigkeit bei der Wahl eines geeigneten Ansaugstutzens besteht darin, dass für genaue Leckmengenbestimmungen ein empfindlich reagierender Stutzen benötigt wird; d.h. die angesaugte Luftmenge sollte stark mit abnehmender Überdeckungshöhe zunehmen. Für die Stabilität des Strömungszustandes ist dagegen ein weniger empfindlicher Ansaugstutzen von Vorteil, weil geringe Schwankungen im Wasserspiegel nicht zu einem überhöhten Lufteintrag führen. Der optimale Kompromiss zwischen Stabilität und Genauigkeit wurde mit dem gebohrten Stahl-Ansaugstutzen (siehe Abbildung 10) gefunden. Dieser Stutzen beginnt erst bei geringen Überdeckungshöhen mit dem Lufteintrag über die doppelte Bohrungsreihe, weil dort die Ausbildung eines Ansaugwirbels behindert wird. Dies macht den Stutzen einerseits relativ empfindlich, andererseits wird aber auch eine übermäßige Luftansaugung wegen der geringen Bohrungsfläche verhindert. Die übrigen Bohrungsreihen sind erst bei sehr großem Luftbedarf am Lufteintrag beteiligt.

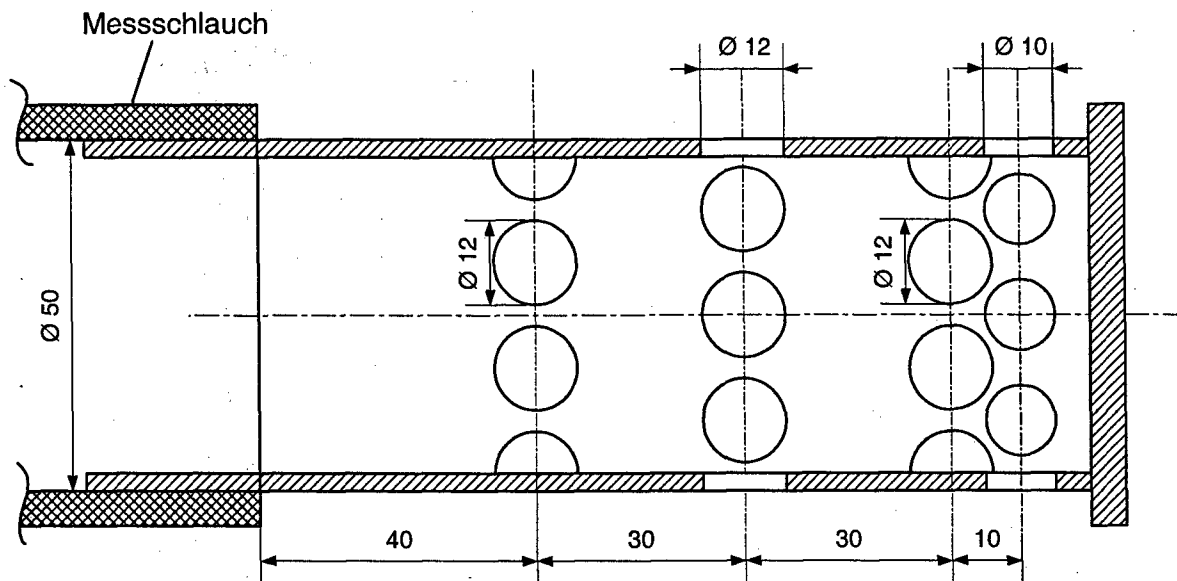


Abbildung 10: Konstruktionszeichnung des Ansaugstutzens für den Saugbetrieb

### 2.2.5 Zweitschlauch

Über diesen Schlauch wird am Anfang des zu prüfenden Leitungsabschnittes, je nach Betriebsart, entweder Wasser in die Leitung gefördert (beim Saugbetrieb) oder Wasser aus der Leitung gesaugt (beim Förderbetrieb).

Im Förderbetrieb wird der Zweitschlauch mit dem vorher beschriebenen Ansaugstutzen ausgerüstet und als Saugschlauch verwendet. Der Ansaugstutzen kann entweder im Schachtgerinne installiert oder in die Absperrplatte integriert werden.

Im Saugbetrieb wird der Zweitschlauch mit einem Befüllstutzen ausgerüstet und als Förderschlauch verwendet.

### 2.2.6 Befüllstutzen für den Saugbetrieb

Im Idealfall sollte die ZPL während der Dichtheitsprüfung auf ihrer gesamten Länge im Normalabfluss stationär-gleichförmig durchströmt werden. Die Wassereinspeisung am oberen Ende der Leitung muss deshalb mit einer entsprechenden (niedrigen) Geschwindigkeit erfolgen. Sie wurde mit einem Befüllstutzen, der aus zwei Zulaufrohren NW 70 besteht, realisiert. Ein Foto des eingebauten Befüllstutzens zeigt Abbildung 11.

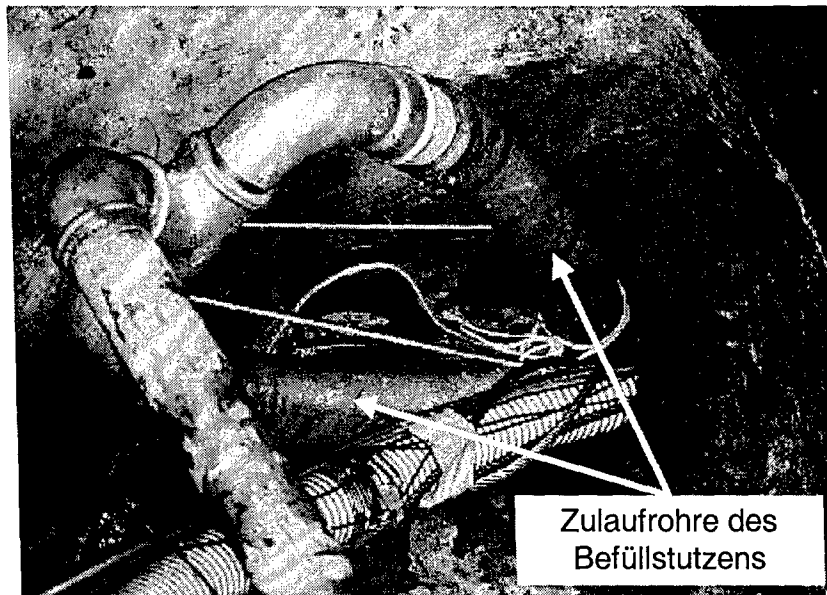


Abbildung 11: Befüllstutzen für den Saugbetrieb

### 2.2.7 Absperrblasen und Absperrplatte

Für das Prüfverfahren ist es notwendig, die ZPL von beiden Seiten so abzusperren, dass ein überdruckloser Messbetrieb gewährleistet wird. Dazu wird die ZPL im **Saugbetrieb** unterstrom mit einer Absperrblase abgedichtet. Oberstrom wird nicht die Leitung selbst, sondern ihre Zuflüsse im Schacht oder im Durchlaufputzstück mit einer Blase abgesperrt. Die Leitungsabspernung am Durchlaufputzstück zeigt exemplarisch Abbildung 12.

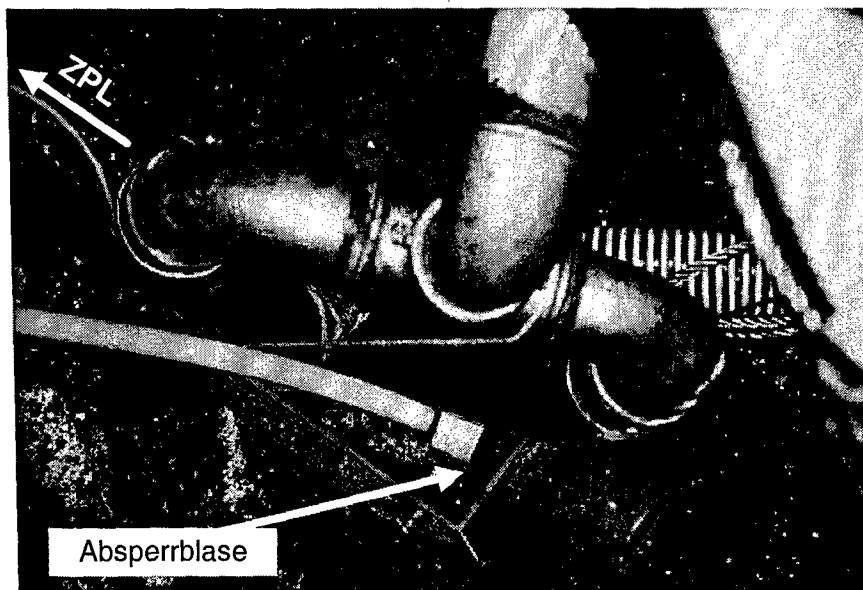


Abbildung 12: Leitungsabspernung unterstrom des Durchlaufputzstücks mittels Absperrblase (Saugbetrieb)

Im **Förderbetrieb** wird die ZPL vom tiefer gelegenen Schacht aus untersucht, so dass jetzt die Absperrblase am höchsten Punkt der ZPL installiert wird. An ihrem unteren Ende wird die Leitung mit einer speziell angefertigten PVC - Platte, die eine Aussparung für den Förderschlauch und einen integrierten (abnehmbaren) Ansaugstutzen enthält, abgesperrt.

In einem Schacht mit Durchlaufgerinne kann auf diese Absperrplatte verzichtet werden, wenn die aus dem Schacht abgehenden Leitungen mit Absperrblasen abgesperrt werden und die Wasserabsaugung direkt im Schachtgerinne vorgenommen wird.

Ein Bild der PVC - Absperrplatte im eingebauten Zustand zeigt die Abbildung 13. Ihre genauen Maße können der Konstruktionszeichnung (Abbildung 14) entnommen werden.

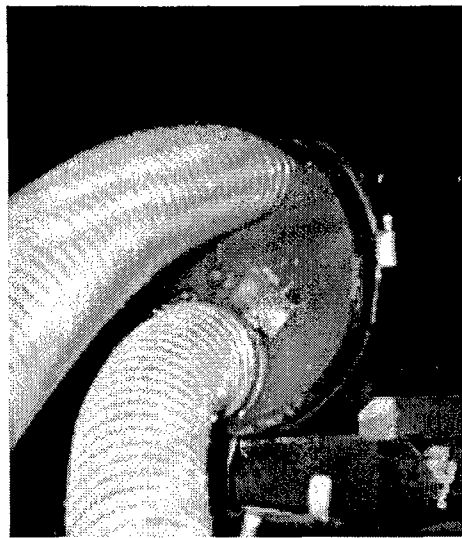


Abbildung 13: Bild der eingebauten PVC-Absperrplatte für Messungen im Förderbetrieb

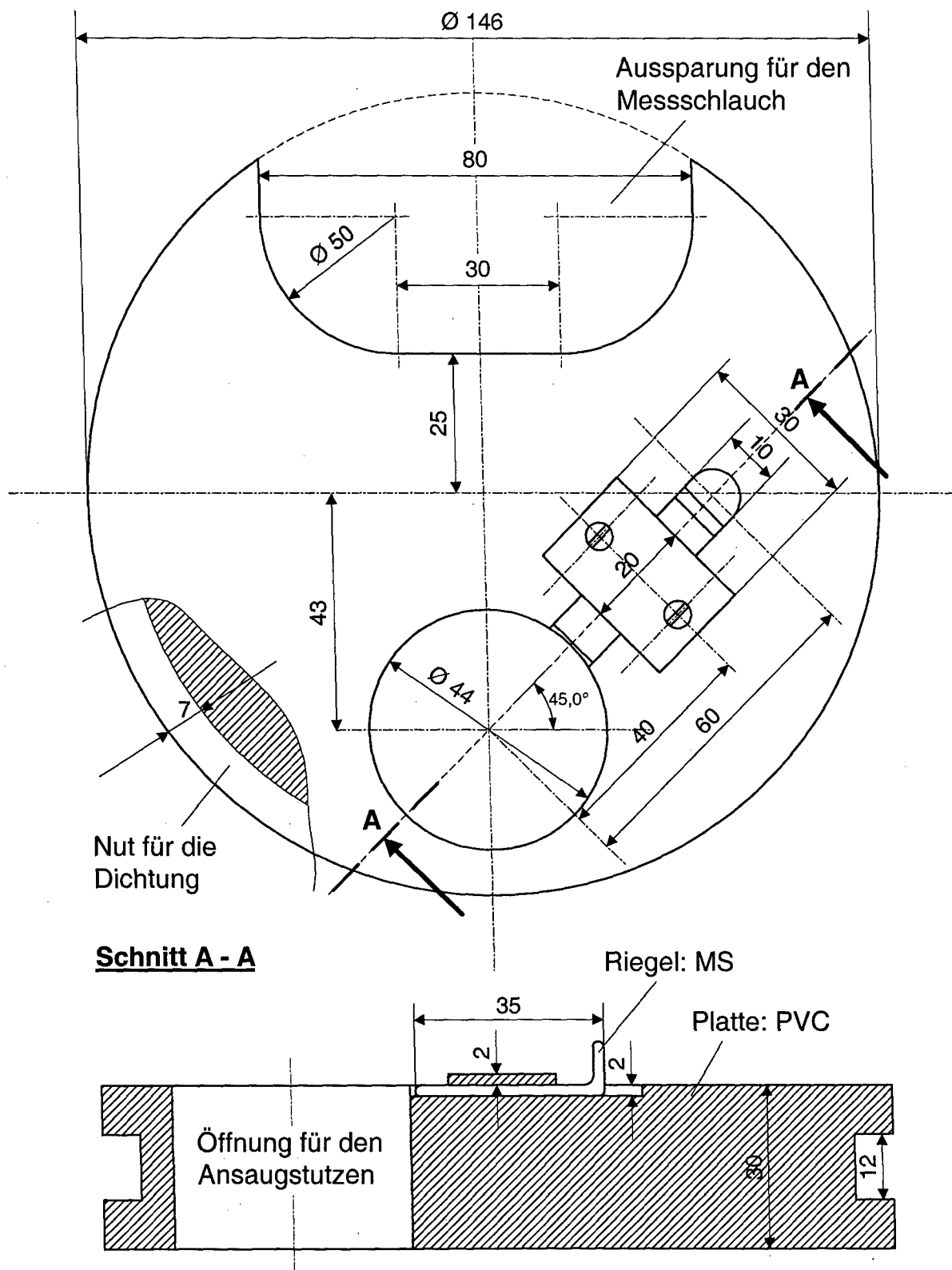


Abbildung 14: Konstruktionszeichnung der PVC-Absperrplatte



### 2.2.8 Miniatur-Drucksensoren

Die Messung geringer Wasserstände unter der geometrisch komplizierten Situation stellt hohe Anforderungen an den Drucksensor. Er sollte folgende Kriterien erfüllen:

- Messbereich 0-0,2 mWs
- Tauchfähig (Wasserdicht)
- Keine Entlüftung erforderlich
- Sehr geringe Baugröße

Der Drucksensor PDCR 81 aus der Miniatur – Serie der Firma *Druck Meßtechnik GmbH/ Bad Nauheim* erfüllt annähernd alle genannten Kriterien und wurde in vorgegebenen Abständen (0,2 m, 1 m, 2 m, 4 m, 6 m, 8 m) in den Messschlauch integriert.

Einen Auszug aus den einzelnen Spezifikationen des Drucksensors (siehe Abbildung 15) zeigt Tabelle 1. Die genauen Abmessungen sind der Abbildung 16 zu entnehmen.

Tabelle 1: Spezifikationen des Drucksensors PDCR 81

Spezifikationen		Bemerkung
Typ	PDCR 81	
Art der Messung	Relativ Druck	Über das Kabel des Sensors wird der Umgebungsdruck zur Messmembran geleitet
Messbereich	0 – 75 mbar	$\cong$ 0 – 75 cm Wassersäule
Messmedium	Wasser	Der Sensor muss auf seiner Rückseite abgedichtet werden!
Ausgangssignal		15 mV bei 75 mbar
Linearität u. Hysterese	$\pm 0,2 \%$	
Temperatur – Drift: Nullpunkt	$< \pm 0,2 \%$ / °C	vom Sensor abhängig
Temperatur – Drift: Steigung	$\pm 0,2 \%$ / °C	



Abbildung 15: Bild des Miniatur - Drucksensors PDCR 81

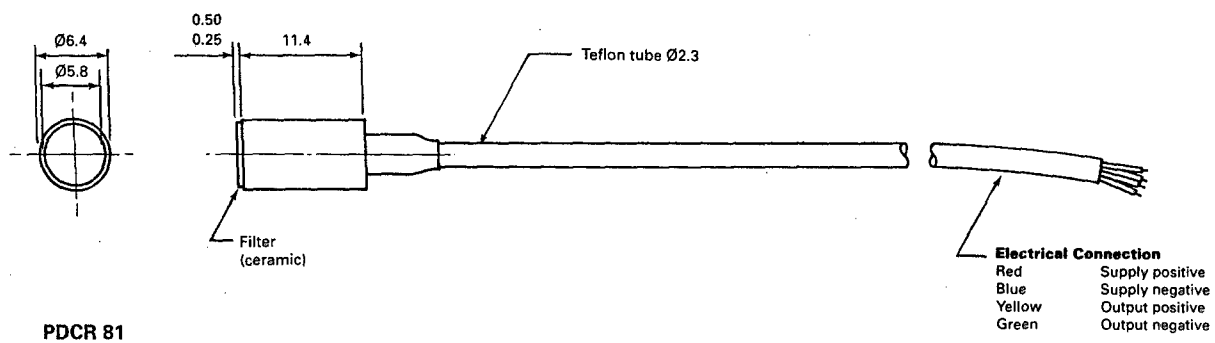


Abbildung 16: Abmessungen des Miniatur - Drucksensors PDCR 81

Die Genauigkeit der Sensoren entsprach im praktischen Einsatz nicht den vom Hersteller angegebenen Werten. Insbesondere war eine erhebliche Temperaturabhängigkeit des Sensor-Signals festzustellen (siehe Abbildung 17). Soweit möglich wurde diese für jeden Sensor individuell im Messprogramm kompensiert.

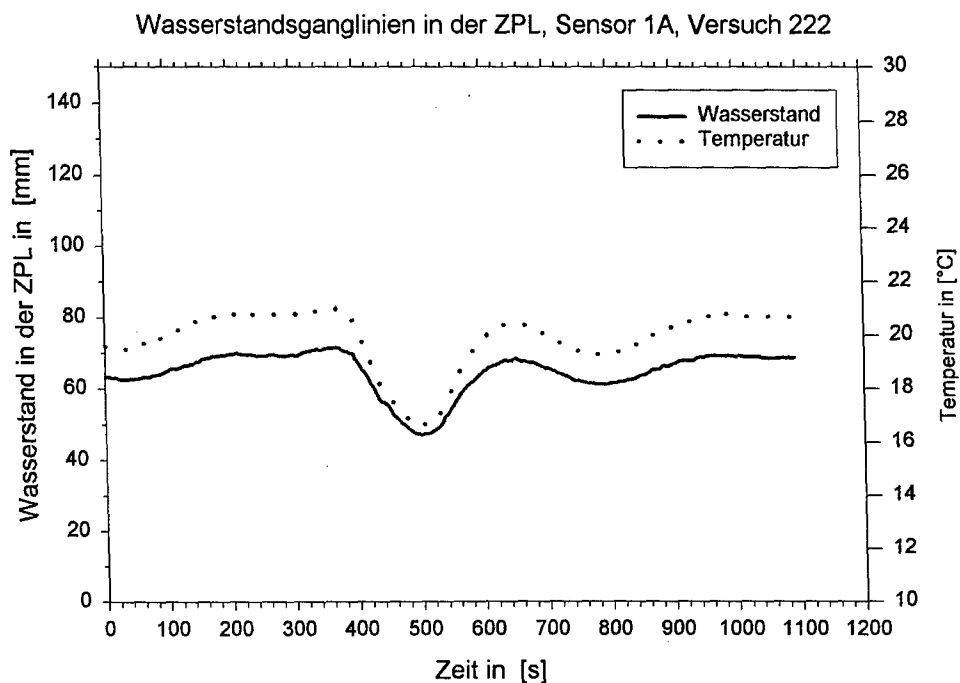


Abbildung 17: Temperaturabhängigkeit der Drucksensoren im Messschlauch

### 2.2.9 Temperatursonde

Während der Messung erwärmt sich das im Kreislauf gepumpte Wasser. Um die Temperaturabhängigkeit der im Messschlauch integrierten Drucksensoren kompensieren zu können, wird die Wassertemperatur im Prüfabschnitt permanent mit einer Temperatursonde gemessen.

### 2.2.10 Messumformer

Die für das Prüfgerät beschafften Druckgeber (PDCR 81) erfordern aufgrund ihrer Spezifikation einen speziellen Messumformer. Die vom Druckgeber erzeugte Spannung beträgt im relevanten Messbereich (0 bis 20 cm Wassersäule) zwischen 0,5 mV und 5 mV. Um diese kleinen Potentialdifferenzen sehr genau messen zu können und die gleichzeitig überlagerten Störungen ausreichend zu unterdrücken, wurde ein Instrumentations - Verstärker konzipiert. Seine Schaltung besitzt einen extrem hohen Eingangswiderstand, so dass der Ausgang des Sensors nicht belastet wird. Ein weiterer Vorteil der Schaltung besteht in der hohen Gleichtaktunterdrückung. Der symmetrische Schaltungsaufbau gewährleistet zudem, dass die elektrischen Spannungen, die an Steckkontakten und Lötstellen durch die Verbindung verschiedener Metalle entstehen (einige Mikrovolt) und sich bei Temperaturschwankungen verändern, nur einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Messgenauigkeit haben. Der Messfehler, der durch den Messumformer entsteht, liegt im gesamten Messbereich (0,5 mV bis 5 mV) unter 0,2 %.

Der entwickelte Messumformer wurde zusammen mit den für die anderen Messgrößen benötigten Elektronikkomponenten in ein Gehäuse eingebaut, das nun insgesamt folgende Komponenten enthält:

- Netzteil zur Generierung der Versorgungsspannungen für die Elektronik
- 10 Kanäle des Messumformers für den PDCR 81
- Anpassungsschaltung für einen Temperatursensor
- 1 Kanal für den Differenzdrucksensor im Tank
- 1 Kanal für den Absolutdrucksensor im Tank

An der Rückseite des Gehäuses befindet sich ein Schnittstellenstecker, über den alle verstärkten Messsignale an die Messkarte im PC angeschlossen werden.

### 2.2.11 Messwerterfassung

Die Messwerterfassung erfolgt elektronisch über eine in einem Laptop installierte Messkarte (Typ Stemmer DT2821). Diese wandelt alle von den Sensoren erzeugten elektrischen Spannungen in Digitalwerte um und stellt sie dem Messprogramm zur Verfügung.

### 2.2.12 Messprogramm

Das Messprogramm berechnet die Messgrößen, stellt sie kontinuierlich am Bildschirm dar und speichert sie zusammen mit der aktuellen Zeit in einem Mess-Datenfile ab. Es wurde in Basic bzw. Fortran programmiert. Das Programm verlangt die Eingabe folgender Werte: Betriebsart, Leitungslänge in [m], Gefälle in [%] und die Öffnung des Ventils im Ablaufstutzen in [Umdrehungen] und speichert diese zu Beginn des Messdaten-Files ab.

## 2.3 Erprobung

### 2.3.1 Wasserverlustmessung

Im Prüfstand des Labors (siehe Abbildung 18) wurde eine ZPL simuliert durch ein 4 m langes, auf einer in ihrer Neigung verstellbaren Kipprinne montiertes Plexiglas Rohr (DN 150). Die sich in der ZPL einstellende Fließtiefe wurde an vier Stellen mittels Drucksensoren, die über Bohrungen an der Rohrsohle mit der Leitung verbunden waren, gemessen. An einer zusätzlichen, im Sohlbereich des Rohres vorgenommenen, Anbohrung wurde ein PVC-Schlauch NW 4 mm angeschlossen. Dieser ist an seinem Ende mit einem einstellbaren Ventil verschlossen und dient zur Simulation variierbarer Leckverluste. Zur Überprüfung der gemessenen Verluste wurde die während einer Messung entnommene Leckrate mittels Messbecher und Stoppuhr bestimmt.

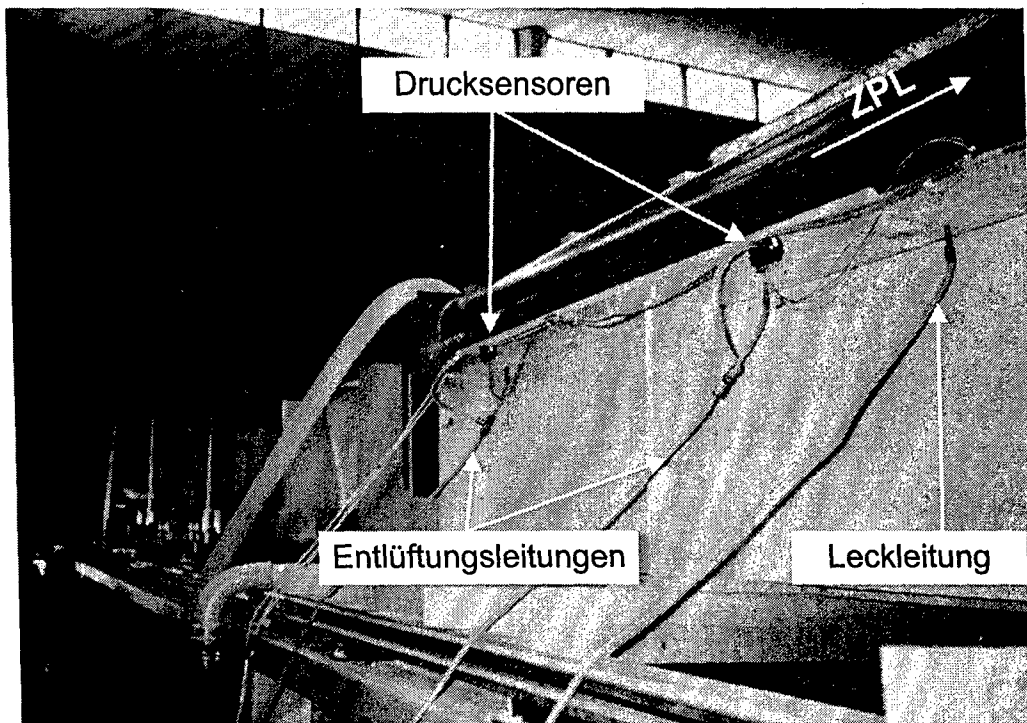


Abbildung 18: Prüfstand des Labors

Nachfolgend wird exemplarisch anhand eines Laborversuches (Nr.185) die Messgenauigkeit der Wasserverlustmessung nachgewiesen. Während dieses Versuches wurden über einen Zeitraum von 400 s insgesamt 3607 ml Wasser über die Leckleitung entnommen. Über die Steigung der Wasserstandsganglinie im Tank (siehe Abbildung 19) berechnet sich in diesem Zeitraum ein Verlust von  $9,023 \cdot 10^{-3}$  l/s mit einer Messunsicherheit von  $\pm 1,2 \cdot 10^{-5}$  l/s. Die Abweichung zwischen entnommener und berechneter Wassermenge beträgt lediglich  $+0,6 \cdot 10^{-5}$  l/s (Berechnung siehe Abbildung 19). Die geforderte Messgenauigkeit von  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s kann demnach unter Laborbedingungen sicher eingehalten werden.

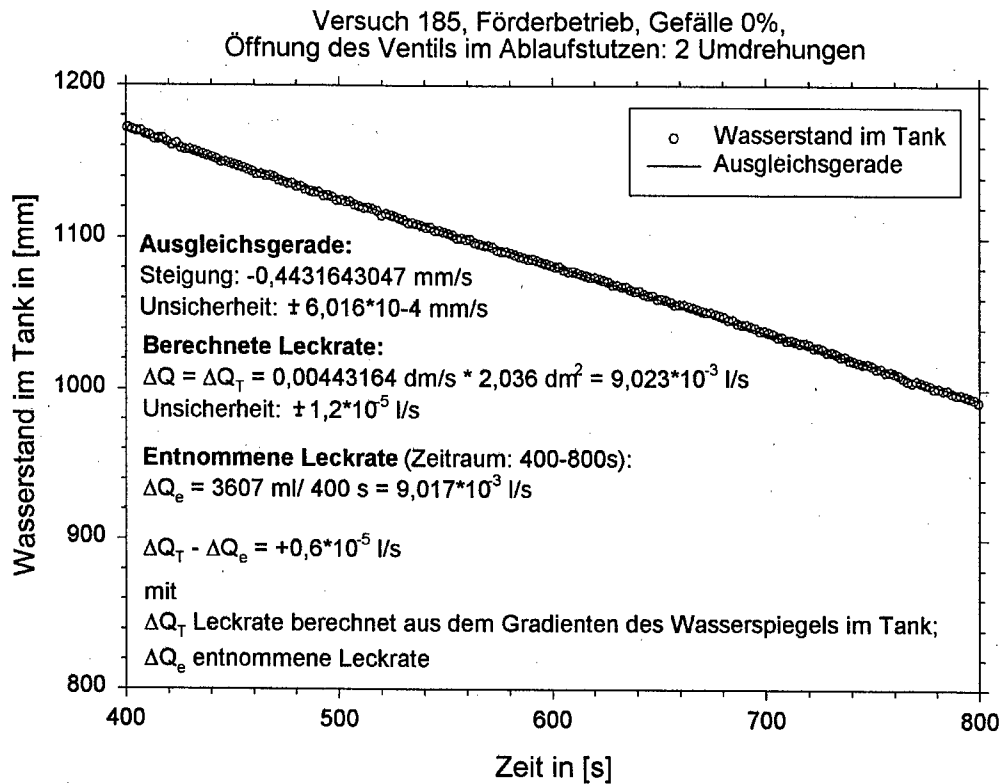


Abbildung 19: Laborversuch 185: Wasserstandsganglinie im Tank mit Berechnung der Leckrate

Neben dem oben dokumentierten Genauigkeits-Nachweis wurden mittels des Labor-Prüfstandes mehrere Geräte-Komponenten erprobt und optimiert (z.B. Ansaugstutzen), verschiedene Vorortsituationen simuliert (z.B. Prüfung über ein Putzstück) und der Einsatzbereich des Prüfgerätes ermittelt.

### 2.3.2 Einsatzbereich

Mit zunehmendem Gefälle verstärken sich die Wasserspiegelschwankungen in der ZPL (siehe Abbildung 20). Dieser Sachverhalt wirkt sich auf die Stabilität des Gerätes und somit auch auf die Messgenauigkeit aus (siehe Kapitel 2.3.3). Eine genauere diesbezügliche Untersuchung ergab, dass deshalb das Gefälle einer ZPL 4% nicht übersteigen sollte.

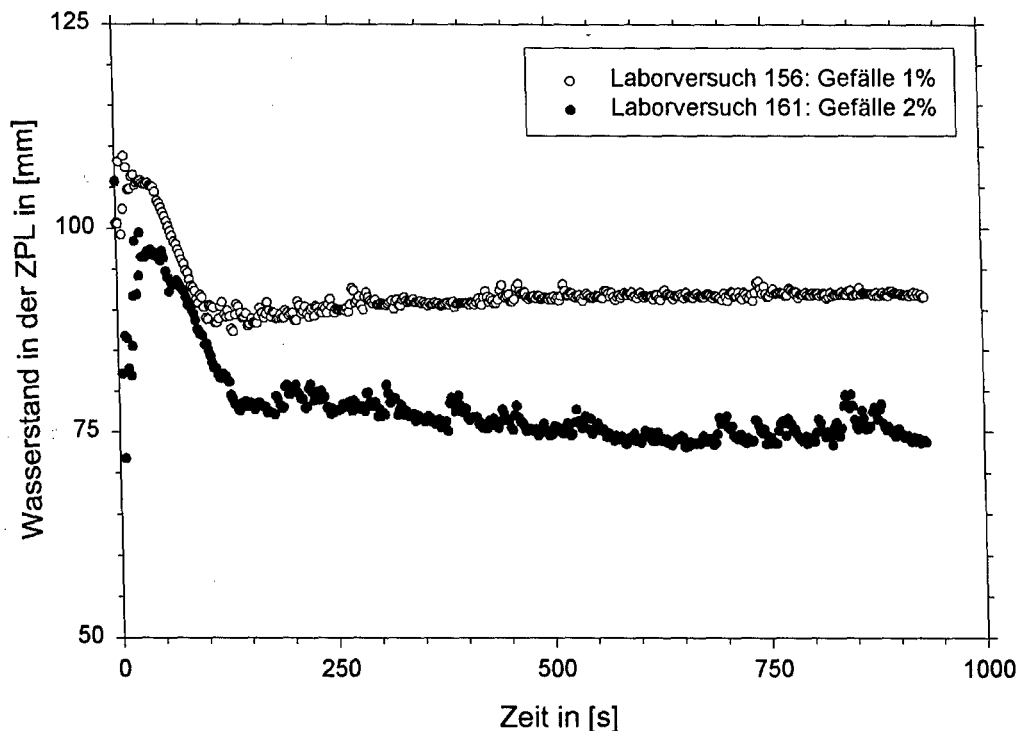


Abbildung 20: Laborversuche: Einfluss des Rohrgefälles auf die Wasserspiegelschwankungen in der zu prüfenden Leitung

### 2.3.3 Genauigkeit

Die für eine Dichtheitsprüfung erforderliche Prüfdauer nimmt mit der gewünschten Messgenauigkeit zu. Dieser Zusammenhang wird nachfolgend erläutert:

Bei konstantem Wasserspiegel in der ZPL berechnen sich die Leckverluste aus dem zeitlichen Gradienten des im Vorrattank permanent gemessenen Wasserspiegels. Dieser wird ermittelt, indem die Messwerte über der Zeit aufgetragen und durch eine Ausgleichsgerade approximiert werden. Deren Steigung entspricht dem gesuchten Gradienten. Letzterer unterliegt jedoch aufgrund der Messwertschwankungen (Wasserspiegelschwankungen im Tank) einer von deren Stärke abhängigen Unsicherheit. Der gesuchte Gradient kann also unabhängig von der Messgenauigkeit des zur Wasserstandsmessung verwendeten Sensors nur mit beschränkter Genauigkeit ermittelt werden.

Diese nimmt mit abnehmenden Messwertschwankungen und zunehmender Messdauer zu. Folge ist, dass zur Einhaltung einer geforderten Messgenauigkeit, eine von den Messwertschwankungen abhängige Prüfdauer gewählt werden muss. Die Stärke der Messwertschwankungen spiegelt die Stabilität des Prüfgerätes wider, die u.a. von dessen Dimensionen selbst und von den geometrischen Verhältnissen an der ZPL abhängt. Deshalb kann die erforderliche Prüfdauer nicht allgemeingültig quantifiziert werden.

Eine für den gebauten Prototyp des Prüfgerätes gültige Empfehlung für die Prüfdauer wurde zunächst aus den durchgeführten Laborversuchen mit unterschiedlichem Rohrgefälle (1%-4%) abgeleitet. Den daraus ermittelten Zusammenhang zwischen der ausgewerteten Prüfdauer und der Messunsicherheit zeigt die Abbildung 21.

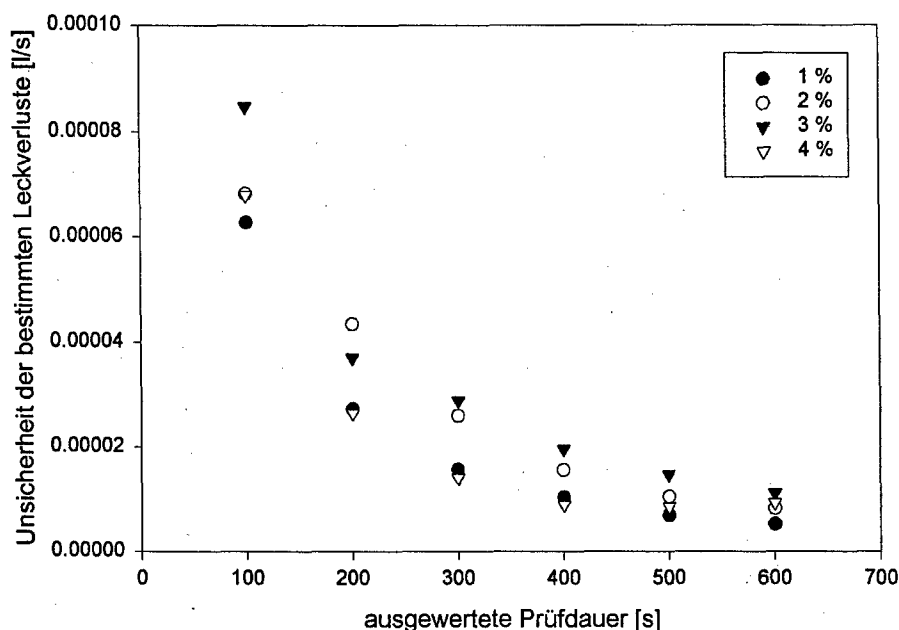


Abbildung 21: Laborversuche: Einfluss der Prüfdauer und des Rohrgefälles auf die Messunsicherheit

Die größten Werte für die berechnete Messunsicherheit ergaben sich bei einem Rohrgefälle von 3%. Verwendet man zur Quantifizierung der erforderlichen Prüfdauer diese Werte, so kann die Prüfdauer  $T$  über die in der Gleichung (1) angeschriebene Approximation als Funktion der gewünschten Messunsicherheit  $\Phi(\Delta Q)$  abgeschätzt werden.

$$T > \frac{8,65 \cdot 10^{-3}}{\sigma(\Delta Q) - 2,654 \cdot 10^{-6}} [s] \quad (1)$$

Soll nun ein Leckverlust von  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s noch eindeutig nachgewiesen werden, so darf die gesamte Messunsicherheit einen Wert von  $0,5 \cdot 10^{-4}$  l/s nicht überschreiten. Die aus der Sensor-Kalibrierung sich ableitende Unsicherheit beträgt  $\Delta Q = 0,0035 \cdot Q = 3,5 \cdot 10^{-7}$  l/s und kann demzufolge für diese Betrachtung vernachlässigt werden. Die minimale, für die Auswertung erforderliche Prüfdauer beträgt somit 183 s.

Bei einer Halbierung der zulässigen Messunsicherheit steigt dieser Wert auf 387 s. Dazu bleibt anzumerken, dass die Prüfdauer erst etwa 300 s nachdem sich ein stationärer Betriebszustand eingestellt hat beginnen darf. Insbesondere deshalb kann bei hohen Leckverlusten u.U. die quantifizierte Prüfdauer nicht mehr realisiert werden, weil je nach Tankgeometrie das darin enthaltene und zum Ersatz der Leckverluste zur Verfügung stehende Wasservolumen bereits zu einem früheren Zeitpunkt erschöpft sein kann. Dem Diagramm ist zu entnehmen, dass die Messunsicherheit mit abnehmender Prüfdauer deutlich ansteigt. Bis zu einem Rohrgefälle von 3% ist zudem eine Zunahme der Messunsicherheit mit dem Gefälle zu erkennen.

## **2.4 Bedienung**

Die Bedienung des Freispiegel-Prüfgerätes ist nicht von der Betriebsart abhängig. Die nachfolgenden Beschreibungen für den Startvorgang, für die Messung und für das Beenden einer Messung gehen davon aus, dass das Prüfgerät entsprechend Abbildung 2 oder Abbildung 3 aufgebaut und an die Versorgungsleitungen (Strom, Wasser) angeschlossen ist. Vor dem Start muss der Differenzdruckgeber für die Wasserpegelmessung im Tank entlüftet und das Messprogramm gestartet werden.

### **2.4.1 Startvorgang**

#### **1. Befüllung von Tank, ZPL und Pumpe**

Bevor das Prüfgerät gestartet werden kann, müssen der Tank, der zu prüfende Leitungsabschnitt und die Pumpe mit Wasser gefüllt werden. Dazu wird folgende Vorgehensweise empfohlen:

Bei geöffnetem Luftventil und geöffnetem Ventil im Ablaufstutzen wird zunächst der ZPL über das Betankungsventil des Tanks Wasser zugeführt. Dieses Befüllen ist optional, verkürzt aber die Anlaufdauer des Prüfgerätes erheblich. Bei ca. Halbfüllung der ZPL an ihrem Tiefpunkt (Kontrolle über die Drucksensoren im Messschlauch) wird das Ventil im Ablaufstutzen geschlossen und der Tank zu 90% aufgefüllt. Anschließend wird das Luftventil am Tank geschlossen. Um ein Leerlaufen der Pumpe direkt nach dem Einschalten zu verhindern, muss diese zuvor ebenfalls mit Wasser gefüllt werden.

#### **2. Starten des Prüfgerätes**

Sofort nach dem Einschalten der Pumpe muss das Ventil im Ablaufstutzen geöffnet werden. Dabei hat sich das Öffnen dieses Ventils um 1 bis 2 Umdrehungen als optimal erwiesen. Wenn anfangs mehr Wasser aus dem Tank fließt (Schwerkraft), als in diesen gepumpt wird, entsteht kurzzeitig ein geringer Unterdruck im Tank, dem durch Nachfüllen über die Betankungsleitung entgegen gewirkt werden muss. Bei Einhaltung der beschriebenen Vorgehensweise stellt sich nach ca. 50-200 s ein stationärer Strömungszustand in der ZPL bei konstantem Tankdruck ein.



### 2.4.2 Durchführung einer Messung

Nachdem sich in der ZPL ein stationärer Strömungszustand eingestellt hat, muss der Wasserspiegel in der ZPL soweit abgesenkt werden, dass nicht nur Wasser, sondern auch eine geringfügige Luftmenge kontinuierlich vom Ansaugstutzen angesaugt wird. Eine Wasserspiegelabsenkung in der ZPL wird durch mäßiges Ablassen von Luft (Öffnen des Luftventils) erreicht. Dabei erhöht sich zugleich der Wasserstand im Tank. Reicht das Tankvolumen nicht aus, den Wasserspiegel in der ZPL bis zum Beginn der Luftansaugung abzusenken, so kann dem System auch Wasser über das Ablassventil entnommen werden.

Nach Beginn der Luftansaugung muss das Luftventil des Tanks fast vollständig geschlossen werden. Eine minimale Luftentnahme sollte aber stets erfolgen, weil sie den Wasserspiegel in der ZPL stabilisiert, falls dort keine Leckverluste auftreten. Die geringfügige Dauerluftentnahme kann über einen kleinen am Ventil befestigten Schlauch ( $D = 4 \text{ mm}$ ), der in ein Wasserglas getaucht wird, kontrolliert werden. Die Menge der Luftblasen sollte zählbar sein.

Bei Einhaltung der oben beschriebenen Vorgehensweise stabilisiert sich der Wasserpegel in der ZPL am Ansaugstutzen auf eine Überdeckungshöhe, bei der kontinuierlich Luft angesaugt und in den Tank gepumpt wird. Dieser angesaugte Luft-Volumenstrom entspricht bei undichten Leitungen dem abgelassenen Volumenstrom plus den auftretenden Leckverlusten. Diese werden automatisch aus dem Tank heraus ersetzt (d.h. der Wasserstand im Tank nimmt kontinuierlich ab während der Pegel in der ZPL konstant bleibt). Erst wenn sich der Wasserspiegel über dem Ansaugstutzen stabilisiert hat, können die Messungen zur Dichtheitsprüfung verwertet werden.

### 2.4.3 Beenden einer Messung

Werden während einer Freispieglmessung keine Leckverluste festgestellt (Wasserpegel im Tank bleibt konstant), kann die Messung nach ca. 15 Minuten beendet werden.

Werden jedoch Verluste festgestellt, so muss die Messung spätestens dann beendet werden, wenn der Wasserspiegel im Tank das untere Ende des Messbereiches erreicht hat.

Um eine Messung zu beenden wird zunächst das Messprogramm gestoppt. Anschließend wird die unterstromige Absperrung der ZPL entfernt, die Pumpe abgeschaltet und das Luftventil des Tanks geöffnet.

## 2.5 Anwendungsbereich

Eine Wasserverlustmessung kann mit dem Freispiegel-Prüfgerät nur dann erfolgreich durchgeführt werden, wenn sich in dem zu prüfenden Leitungsabschnitt ein stationär-gleichförmiger Abfluss einstellt.

Deshalb und darüber hinaus muss der zu prüfende Leitungsabschnitt folgende Randbedingungen erfüllen:

- In einer Prüfstrecke dürfen weder Abstürze noch starke Querschnittsänderungen vorhanden sein.
- Seitliche Zu- und Abläufe müssen abgesperrt werden können.
- Das Gefälle der Prüfstrecke sollte 4% nicht übersteigen.
- Die Rohrleitung darf nur so stark beschädigt sein, dass sich das Prüfgerät noch stabilisieren lässt. ( $\Delta Q < 0,03 \text{ l/s}$ ; abhängig vom Tankvolumen)
- Wurzeleinwüchse, eindringendes Erdreich oder ähnliches dürfen den Leitungsquerschnitt nur soweit verengen, dass der Messschlauch noch in die Leitung eingeführt werden kann.
- Anzahl und Krümmungen von Bögen müssen so gering sein, dass der Messschlauch noch eingeführt werden kann.

Eine Besichtigung vor Ort, Einsicht in die Kanalpläne und eine vorab durchgeführte TV-Untersuchung des Prüfabschnittes können zumeist Aufschluss über den möglichen Einsatz des Freispiegel-Prüfgerätes geben.

Mit dem Prototyp des Prüfgerätes können derzeit Rohrleitungen mit **Nenndurchmesser DN 150** bis zu einer **Prüflänge von 10,00 m** geprüft werden. Die Schachttiefe sollte 5 m nicht übersteigen, da sonst eine Stabilisierung des Prüfgerätes mit der verwendeten Pumpe nicht mehr möglich ist (siehe Kapitel 5.3).

### 3 Prüfungsvorschriften

#### 3.1 Strömungszustand

Die Teilfüllung in der ZPL soll, um ein „Zuschlagen“ der Leitung zu verhindern, etwa 50% betragen und wird vorwiegend über den Durchmesser des Ansaugstutzens festgelegt. Der Durchfluss  $Q$  muss dieser Vorgabe entsprechend angepasst werden.

#### 3.2 Zulässige Verluste

Im nachfolgenden Beitrag dieses Mitteilungsheftes (GÜNTHERT, F. W. UND WALTHER, G. (2001)) wurde für Leitungen mit DN 150 bei 70% Teilfüllung und einer Mindestrohrlänge von 3 m ein  $Q_{zul}$  von  $1,2 \cdot 10^{-4} \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$  festgelegt.

Da alle Freispiegelprüfungen mit einer Teilfüllung von 50% durchgeführt wurden, reduziert sich dieser Wert laut o. g. Quelle zu  $Q_{zul} = 0,9 \cdot 10^{-4} \text{ l/(s} \cdot \text{m)}$ .

#### 3.3 Berechnung der Verluste

Für die Verlustberechnung der Freispiegelprüfung ist der Wasserspiegel im Tank und in Ausnahmefällen auch der Wasserspiegel in der ZPL von Bedeutung.

Bleibt der Wasserspiegel in der ZPL während der Prüfung konstant (Regelfall), so können die Verluste  $\Delta Q$  wie folgt berechnet werden:

$$\Delta Q = \Delta Q_T = \frac{dh_T}{dt} \cdot A_T \left[ \frac{\text{dm}^3}{\text{s}} \right] \text{ bzw. } \left[ \frac{\text{l}}{\text{s}} \right] \quad (2)$$

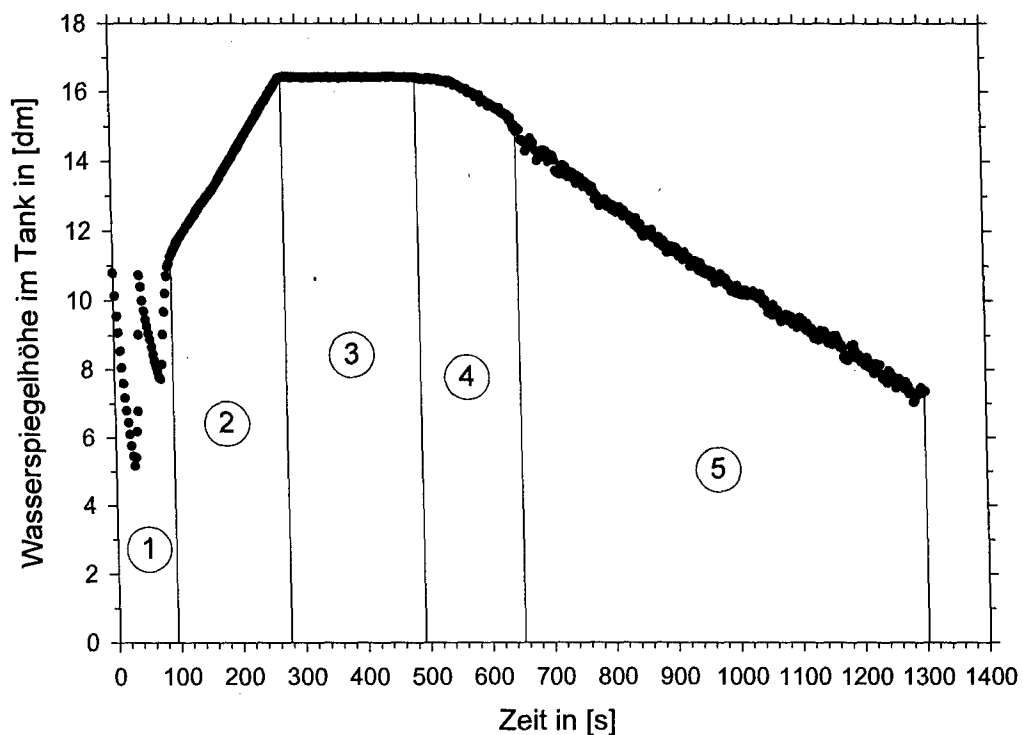
mit  $A_T$  Tankquerschnittsfläche [ $\text{dm}^2$ ];  
 $h_T$  Wasserstand im Tank [dm];  
 $t$  Zeit in [s]

Steigt oder sinkt der Wasserspiegel in der ZPL während der Prüfung, so muss die Wassermenge  $\Delta Q_L$ , die diese Änderung verursacht, bei der Verlustberechnung wie folgt berücksichtigt werden:

$$\Delta Q = \Delta Q_T + \Delta Q_L = \frac{dh_T}{dt} \cdot A_T + \frac{dh_L}{dt} \cdot A_L \left[ \frac{\text{dm}^3}{\text{s}} \right] \text{ bzw. } \left[ \frac{\text{l}}{\text{s}} \right] \quad (3)$$

mit  $A_L$  Wasseroberfläche in der ZPL [ $\text{dm}^2$ ] (abhängig v. Füllung);  
 $h_L$  Wasserstand in der ZPL [dm]

Der zeitliche Gradient des Wasserspiegels im Tank und der des Wasserspiegels in der ZPL wird mit Hilfe je einer Ausgleichsgerade, die im eigentlichen Messbereich (siehe Abbildung 22, Bereich 5) berechnet wird, ermittelt. Dieser Wert unterliegt aufgrund der Messwertschwankungen einer Unsicherheit, die von mehreren Faktoren (siehe Kapitel 3.4) abhängt und die Unsicherheit des Messergebnisses bestimmt. Ist die Unsicherheit des berechneten Verlustes größer als die Hälfte des berechneten Verlustes, so sind Verluste nicht eindeutig nachgewiesen und die Diagnose lautet „dicht, Verluste nicht messbar“. Damit ein Leckverlust von  $1 \cdot 10^{-4}$  [l/s] noch eindeutig nachgewiesen werden kann, darf die gesamte Unsicherheit des berechneten Verlustes also einen Wert von  $0,5 \cdot 10^{-4}$  [l/s] nicht überschreiten.



- ① Wasserspiegelschwankungen verursacht durch das Anfahren des Prüfgeräts.
- ② Wasserspiegelanstieg verursacht durch das Ablassen von Luft.
- ③ Wasserentnahme aus dem System über das Ablassventil. Der Wasserspiegel im Tank bleibt dabei nahezu konstant.
- ④ Wasserspiegelabnahme verursacht durch den Beginn der Luftansaugung und der allmählichen Stabilisierung des Wasserspiegels über dem Ansaugstutzen in der ZPL.
- ⑤ Messbereich der Freispiegelmessung: Kontinuierliche Wasserspiegelabnahme verursacht durch Leckverluste.

Abbildung 22: Zeitlicher Verlauf des Wasserspiegels im Tank

### 3.4 Prüfdauer und Genauigkeit

Entsprechend dem Kapitel 2.3.3 kann die für eine geforderte Messgenauigkeit notwendige Prüfdauer nicht allgemein gültig quantifiziert werden, so dass die unter Laborbedingungen (siehe Kapitel 2.3.3) ermittelten Werte für die Feldversuche nicht zutreffen.

Zur Ermittlung des für den Prototyp maßgeblichen Zusammenhangs zwischen der ausgewerteten Prüfdauer und der Messunsicherheit unter Feldverhältnissen wurden die Daten zweier Feldversuche (Feldversuch 4-III: große Messunsicherheit; Feldversuch 10-III) ausgewertet.

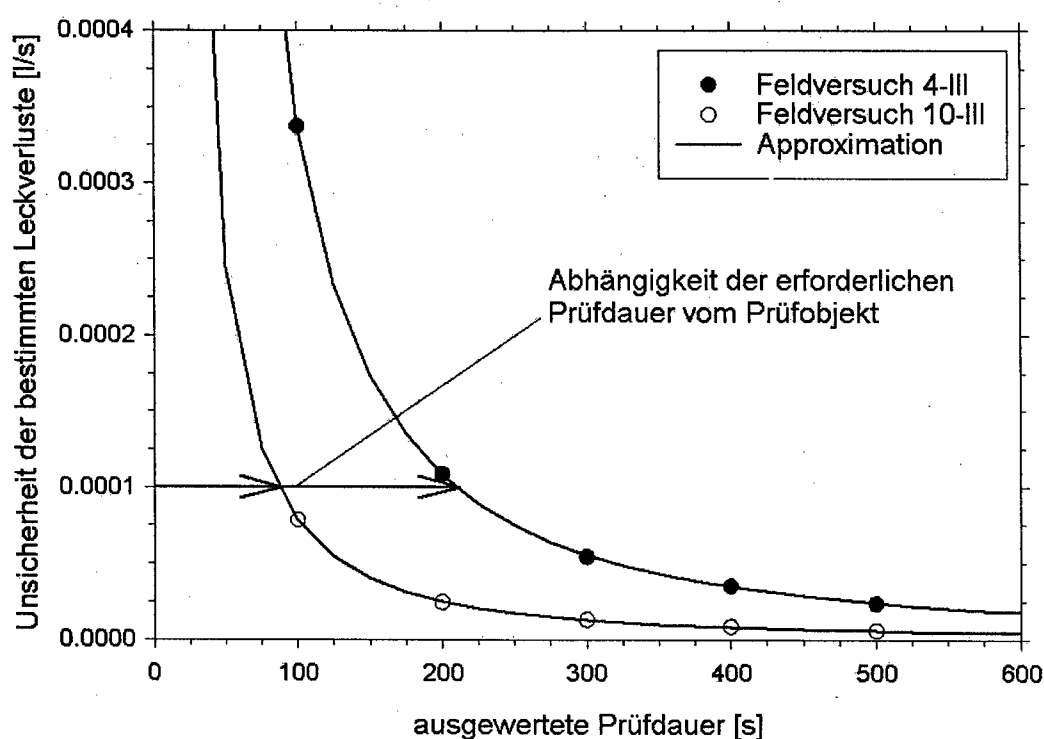


Abbildung 23: Feldversuche: Einfluss der Prüfdauer auf die Messunsicherheit

Verwendet wurden dazu zwei Extremfälle hinsichtlich der Messwertschwankungen, so dass der Einfluss der geometrischen Situation an der ZPL auf die Messgenauigkeit quantifiziert werden kann. Die diesbezüglichen Unterschiede sind erheblich:

Soll eine Messunsicherheit von  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s erreicht werden (siehe Abbildung 23), so muss die ausgewertete Prüfdauer im ersten Fall ca. 85 s und im zweiten Fall ca. 210 s betragen. Bei Halbierung der zulässigen Messunsicherheit steigen diese Werte auf 130 bzw. 320 s.

Vor dem Hintergrund dieser Unterschiede sind zwei Verfahrensweisen möglich:

Entweder wird die Prüfdauer auf einen deutlich über 300 s liegenden Wert festgeschrieben (Vorschlag 600 s), oder sie wird nicht näher spezifiziert, sondern während der Messung berechnet (siehe Kapitel 5.5). Aus praktischer Sicht ist eine Berechnung der Prüfdauer vorzuziehen, weil einerseits die in einer konstant vorgegebenen Prüfdauer enthaltene Unsicherheit entfällt und andererseits in günstigen Fällen auch wesentlich kürzere Prüfzeiten möglich werden.

### **3.5 Prüfprotokoll**

Abbildung 24 zeigt das für die Freispiegel - Prüfung entworfene Prüfprotokoll. Darin sind alle maßgebenden Daten einer Dichtheitsprüfung und spezifische Angaben zum Prüfgerät aufgenommen. Als Anlagen des Protokolls werden die Grafik der Wasserstandsganglinie im Tank mit Ausgleichsgerade, gegebenenfalls die Ausgleichsgerade des Wasserspiegels in der ZPL sowie die Berechnung der Verluste beigelegt.



## 4 Vergleich zu den konventionellen Prüfverfahren

### 4.1 Vorgehensweise

In der Projektphase III wurden 20 Objekte, die entweder optisch erkennbare, leichte Undichtheiten besitzen (Schadensklasse 2 oder 3 nach ATV-M 149), oder optisch erkennbar dicht sind, deren Undichtheit jedoch bekannt ist, mit dem Freispiegel-Prüfgerät auf ihre Dichtheit untersucht. Zum Vergleich dazu wurden diese Leitungen anschließend durch eine Prüffirma mit zwei konventionellen Prüfverfahren (Luftdruck- und Wasserdruckverfahren) untersucht.

Als vorbereitende Maßnahme für die Dichtheitsprüfungen wurden in Zusammenarbeit mit der Prüffirma TV-Untersuchungen an 58 Leitungen, die sich für eine Freispiegelprüfung eignen (siehe Kapitel 2.5), durchgeführt. Durch Schadensbewertung und Zustandsklassifizierung (ATV-M 149) der untersuchten Objekte wurden 20 geeignete Leitungen ausgewählt.

Für die von der Position der Schäden und den Leitungslängen abhängigen Prüfungsart ergaben sich zehn im Förderbetrieb und zehn im Saugbetrieb vorzunehmende Untersuchungen.

### 4.2 Prüfvorschriften

#### **Luftdruckprüfung:**

Die Luftdruckprüfungen erfolgten gemäß LFW-MERKBLATT Nr. 4.3-8 vom 01.07.1999. Der Prüfdruck betrug 100 mbar. Die Prüfzeiten richten sich nach der Tabelle für „alte Kanäle“.

#### **Wasserdruckprüfung:**

Die Wasserdruckprüfungen erfolgten ebenfalls gemäß LFW-MERKBLATT Nr. 4.3-8 vom 01.07.1999.

Bei Haltungen zwischen zwei Schächten erfolgte die Wasserauffüllung bis zum höhergelegenen Rohrscheitel plus 50 cm. Die zulässigen Verluste betragen  $0,2 \text{ l/m}^2$  in 15 min.

Bei Hausanschlussleitungen ohne Revisionsschacht im Gebäude erfolgte die Wasserauffüllung bis mindestens zum höheren Rohrscheitel bzw. bis zum tiefsten Punkt der Entwässerungseinrichtungen. Die zulässigen Verluste betragen  $0,1 \text{ l/m}^2$  in 15 min.

#### **Freispiegelprüfung:**

Die in den Feldversuchen einzuhaltenden Prüfvorschriften sind im Kapitel 3 erläutert.



### 4.3 Ergebnisse

Für jede der 20 untersuchten Leitungen wurden ein TV-Haltungsbericht, eine Zustandsklassifizierung nach ATV-M 149 und drei Prüfprotokolle (Luftdruck-, Wasserdruck-, Freispiegelverfahren) erstellt. Diese Unterlagen sind in den Anhängen der Zwischenberichte BECHTELER (6/2000) und BECHTELER (10/2000) enthalten und werden an dieser Stelle nur exemplarisch für eine geprüfte Leitung (Nr. 7-III) dargestellt (siehe Abbildungen 25-30 und Tabelle 2).


**R.Ü.B.**

ROHRNETZÜBERWACHUNG GmbH

**TV-Kanaluntersuchungen  
Druckprüfungen  
Berauchungen**

 Zur Aussichtswarte 3 a, 88919 Uting  
 Telefon 08806 / 9213-0  
 Telefax 08806 / 9213-20  
 Funktel. 0171 / 9318307  
 e-Mail: rueb-utting@t-online.de

Kanal TV Haltungsbericht Nr. 19

Datum 31.05.2000

PLZ	Stadt	Von Schacht	Bis Schacht	Art Kanal
	Andechs	S 6	HA 1	
Strasse	Ab-Schneise			
Carl-Orff-Schule		Steinzeug	Kreis/150	Schmutzwasserkanal
Von	Bis			
Herrsching		gegen		

Schacht Nr.	Distanz (m)	Feststellung	Grafik M 1:25	Bild-Nr. Foto Digit	Video 1	SK
S 6	-0.50	(HA) Haltungsanfang (z. B. Haupthaltungspunkt)			1:53:00	
	0.00	(PA) Rohranfang			1:53:25	
	2.48	(LL-) Adelsverschiebung, gesamter Umfang, 2.00 cm, 2.00 %		(10)	1:54:56	
	3.88	(IAB) Abbruch der Inspektion			1:55:32	
Untersuchte Länge 4.38						

Abbildung 25: TV-Haltungsbericht Seite 1 (Feldversuch 7-III)



**TV-Kanaluntersuchungen**  
**Druckprüfungen**  
**Berechnungen**

Zur Aussichtswarte 3 a, 88919 Utting  
 Telefon 08806 / 9213-0  
 Telefax 08806 / 9213-20  
 Funktel. 0171 / 9316307  
 e-Mail: rucb-utting@t-online.de

Kanal TV Haltungsbericht Nr.19

Datum 31.05.2000

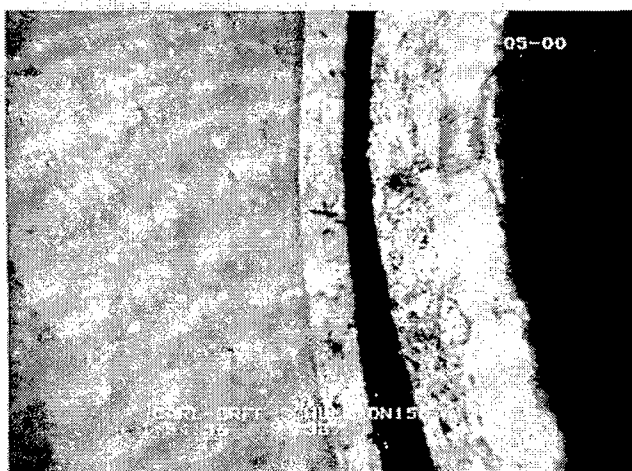
PLZ	Ort	von Schacht	bis Schacht	Haltungslänge
	Andechs	S 6	HA 1	
Straße	Str. Schlüssel	Material	Profil/DN	Kanalart
Carl-Orff-Schule		Steinzeug	Kreis/150	Schmutzwasserkanal
Auftraggeber	Anwesend	Untersuchungsrichtung	Haltungs Nr.	Baujahr
Herrsching		gegen		

Distanz 2.48

Beschreibung

(LL-) Axialverschiebung, gesamter Umfang, 2.00 cm, 2.00 %

Bild Nr. 10



Untersuchte Länge  
 4.38

Abbildung 26: TV-Haltungsbericht Seite 2 (Feldversuch 7-III)

Tabelle 2: Zustandsklassifizierung der ZPL (Feldversuch 7-III)

<b>Haltungsbericht NR:</b> <b>Zustandsart:</b>	<b>19</b>
<b>1 Abzweig</b>	-
<b>2 Rohrbruch</b>	-
<b>3 Korrosion</b>	-
<b>4 Verformung</b>	-
<b>5 Fehlanschluss</b>	-
<b>6 Abflusshindernisse</b>	-
<b>7 Kanalsanierung</b>	-
<b>8 Lageabweichung</b>	2,48m LL Axialverschiebung ges. Umfang 2,00cm 2,00% ZK 3, Tab 1
<b>9 Risse</b>	-
<b>10 Stützen</b>	-
<b>11 Fehlendes Teil</b>	-
<b>12 sichtbare Undichtigkeiten</b>	-
<b>13 mech. Verschleiß</b>	-
<b>14 sonstiger Schaden</b>	-
<b>15 Anmerkungen</b>	
<b>16 Zustandsklasse</b>	<b>3</b>



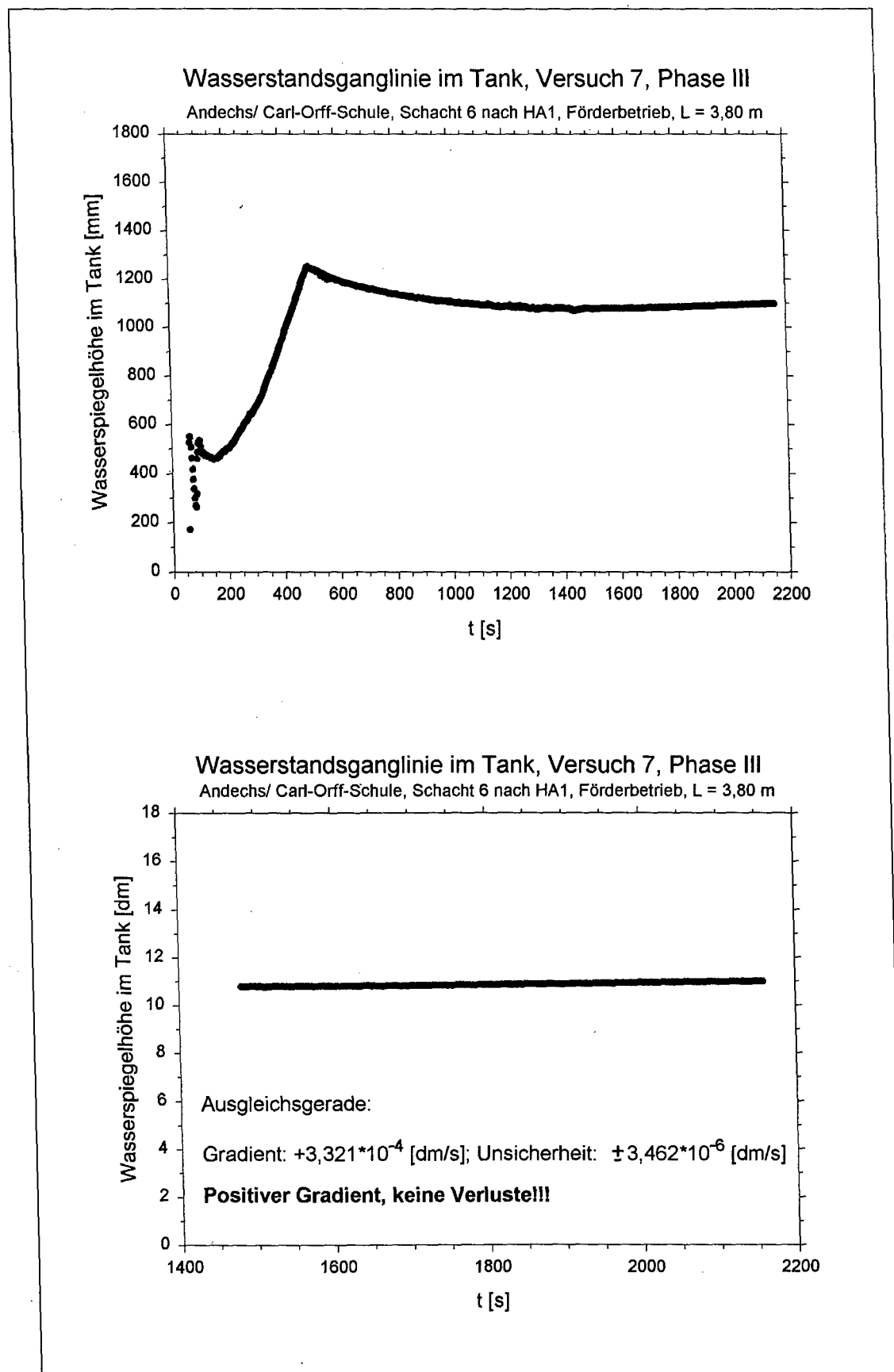



Abbildung 28: Anlage zum Prüfprotokoll der Freispiegelprüfung

**R.U.B.**

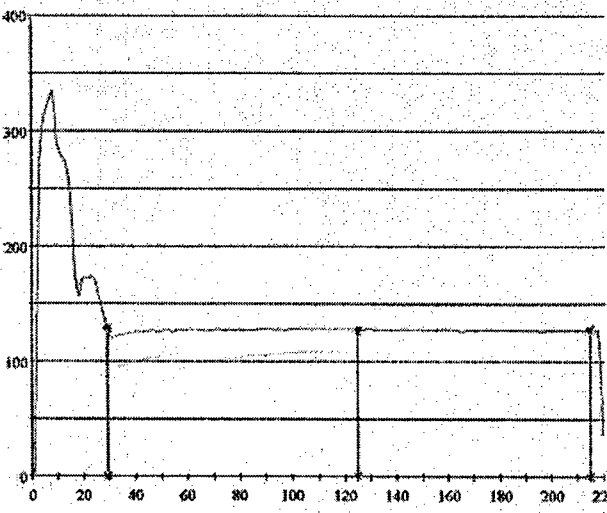
R.U.B. Rohrnetzüberwachung, 65818 Utting a. Ammersee

Protokoll-Nr. 13 aus .... DMP97AKUNDENRERLING			
Auftraggeber	LIW	Datum	18.08.2000
Projektleitung	Uni-BW	Ort	Erling
Baufirma		Strasse	Carl-Orff-Schule
Geräteführer	Gerum	Halbungsnummer	
Prüfstelle bei m	von Schacht	S 6	Wetter
	nach Schacht	HA 1	Abzweig/Stutzen:

Technische Daten			
Profilart	Kreisquerschnitt	Rohrdurchmesser	150 mm / mm
Kanalart	Schmutzwasser	Rohrmaterial	Steinzeug
Halbungsänge	3,80 m	Untersuchungsänge	3,80 m
Grundwasserstand			
Baujahr			

Prüfungsart	Manuelle Prüfung	Prüfgerät: JT-DMP-01-651.0-2.5
Prüfdruck	100 mbar	Dichtheitsprüfung - Autbereitungsmooul
Prüfdauer	00:01:30	TUV - Besoheingung vom 5. März 1998
Beruhigungszeit	00:00:00	Messauflösung 1 mbar
zul. Druckabfall	15 mbar	

Druckmessdiagramm



Start Messung 11:01:41  
Start Beruhigungsphase 11:02:10  
Start Prüfphase 11:03:46  
Start Entleerphase 11:05:16

Befüllzeit 29 sec.  
Prüfdruck 127 mBar  
Pruefdauer 90 sec.  
Druck ende Prüfung 128 mBar  
Druckdifferenz -1 mBar  
Entleerphase 5 sec.  
Ergebnis: Prüfung bestanden

Bemerkung:

Blase wurde von Schacht 6-3,80m eigeschoben

Druckprüfung in Ordnung

TV-Kanaluntersuchungen • Druckprüfungen • Berauchungen

Abbildung 29: Prüfprotokoll der Luftdruckprüfung (Feldversuch 7-III)



Wasserdichtheitsprüfung von Rohrleitungen gem. IfW-Merkblatt 4.3-8 vom 1.7.99

**Projekt:** Forschungsvorhaben Uni-BW

**Straße, Baulos. Abschnitt:** Erling, Carl Off Schule

Haltung von S6 (3,80m) bis HA1

## Prüfung ohne Schacht

**Füllhöhe max. 20 cm über Rohrscheitel bei Schacht S6**

**Prüfzeit 15 min**

[illegible]

**Abmessungen Schacht Nr. 1**

Datum: ₹ 3.09.00

Dipl. Ing. (FH) T. Wiehl  
(Prüfer)

Druckprüfung in Ordnung

TV-Kanaluntersuchungen • Druckprüfungen • Berauchungen

Abbildung 30: Prüfprotokoll der Wasserdruckprüfung (Feldversuch 7-III)



Eine Gegenüberstellung der über die genannten Prüfmethoden erzielten Endresultate aller geprüften Leitungen enthält die Tabelle 3.

Tabelle 3: Gegenüberstellung der Ergebnisse der verschiedenen Prüfmethoden

<b>Feld- versuch Nr.</b>	<b>TV-Haltungs- bericht Nr./ Datum</b>	<b>Freispiegel- prüfung</b>	<b>Luftdruck- prüfung 100 mbar</b>	<b>Wasserdruck- prüfung</b>	<b>Zustands- klasse nach ATV- M 149</b>
1-III	1/ 20.06.2000	dicht	dicht	dicht	3
2-III	2/ 20.06.2000	dicht	dicht	dicht	3
3-III	4/ 20.06.2000	dicht	dicht	dicht	4
4-III	5/ 20.06.2000	dicht	dicht	dicht	3
5-III	5/ 20.06.2000	dicht	dicht	dicht	3
6-III	14/ 25.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
7-III	19/ 31.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
8-III	14/ 25.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
9-III	15/ 31.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
10-III	16/ 31.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
11-III	22/ 31.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
12-III	21/ 31.05.2000	dicht	<b>undicht</b>	dicht	3
13-III	20/ 31.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
14-III	2/ 25.05.2000	dicht	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	2
15-III	4/ 25.05.2000	dicht	dicht	dicht	3
16-III	3/ 25.05.2000	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	2
17-III	11/ 25.05.2000	dicht	<b>undicht</b>	dicht	3
18-III	27/ 04.09.2000	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	2
19-III	2 u. 3/ 27.05.00	dicht	dicht	dicht	4
20-III	1 u. 2/ 27.05.00	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	<b>undicht</b>	4

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Dichtheitsprüfungen im Zusammenhang mit den aus der optischen Prüfung ermittelten Zustandsklassen (gem. ATV-M 149) der geprüften Leitungen betrachtet:

- **Prüfobjekte der Zustandsklasse 4**

Von den drei „optisch dichten“ Leitungen wurden mit den verschiedenen Prüfverfahren nur bei einer Leitung Verluste festgestellt. Das Prüfobjekt Nr. 3, das sich auf dem Gelände der Universität der Bundeswehr München befindet (Gebäude 150, Schacht 210041 → Schacht 210041a) und im Rahmen der Feldversuche-Projektphase II zweimal geprüft und als undicht eingestuft wurde, bestand entgegen dem Erwarten alle Dichtheitsprüfungen. Die 1999 gemessenen Verluste sind wahrscheinlich auf die damalige Hochdruckreinigung der Leitung, die nach Aussage der Standortverwaltung Neubiberg kurz vor der Freispiegelprüfung durchgeführt wurde, zurückzuführen.

- **Prüfobjekte der Zustandsklasse 3**

Fast alle 14 Leitungen der Zustandsklasse 3 haben die Dichtheitsprüfungen sowohl mit dem drucklosen als auch mit dem Luft- und Wasserdruckverfahren bestanden. In zwei Fällen jedoch (Prüfungsobjekt 12 und 17) ergab die Dichtheitsprüfung mit dem Luftdruckverfahren die Diagnose „undicht“. Nach Aussage der Prüffirma ist dies kein ungewöhnliches Ergebnis, weil in Altkanälen die Luftdruckprüfung gegenüber der Wasserdruckprüfung ein erheblich sensibleres Verfahren darstellt. Ausschlaggebend ist in diesen Fällen die Wasserdruckprüfung.

- **Prüfobjekte der Zustandsklasse 2**

Bei drei der vier Leitungen der Zustandsklasse 2 lautete die Diagnose aller Prüfverfahren „undicht“. Eine Leitung jedoch (Prüfobjekt 14) wurde mit der Freispiegelmethode im Gegensatz zu den beiden konventionellen Prüfungen für dicht erklärt. Ein Widerspruch ergibt sich daraus nicht: Auch bei der Freispiegelprüfung ergaben sich bei dieser Leitung Verluste, die aber gerade noch innerhalb der festgesetzten Toleranz lagen. Folgerung daraus ist, dass entweder die Größe der zulässigen Verluste bei der Freispiegelprüfung vergleichsweise höher angesetzt sind, oder dass die Leitung bei den später durchgeführten Druckprüfungen erst infolge des aufgetragenen Drucks wirklich undicht wurde. Beide Folgerungen sprechen für das Freispiegelprüfverfahren.

Generell kann der Fall, dass eine Leitung mit dem Freispiegelprüfverfahren als dicht, mit den Druckprüfungen aber als undicht eingestuft wird auch auftreten, wenn die Leitung ein Leck oberhalb des in der Prüfung realisierten Freispiegels aufweist. Im normalen Betrieb ist diese Leitung dicht, weil sie im allgemeinen nur mit geringen Fließtiefen beaufschlagt wird.

Eine wesentliche Erfahrung der Untersuchung ist, dass die Verluste bei undichten Leitungen mit der Freispiegelprüfung stets gemessen werden konnten, während die Schäden der Leitungen für die beiden anderen Prüfverfahren in fast allen Fällen zu groß und damit nicht mehr messbar waren. Die Diagnose des Wasserdruckverfahrens lautete „Wassersäule stetig und rasch fallend, keine Messung mehr möglich“ und die des Luftdruckverfahrens „Kein Druckaufbau möglich“. Eine quantitative Gegenüberstellung der Überschreitung zulässiger Verluste ist deshalb nur mit den am Prüfobjekt 16 mit dem Luftdruck- und dem Freispiegelverfahren erzielten Resultaten möglich.

Aus dem Druckmessdiagramm der Luftdruckprüfung können die Verluste in [mbar/s] bei einem Prüfdruck von 100 mbar mit Hilfe der Steigung in diesem Punkt (100 mbar) ermittelt werden (siehe Abbildung 31). Sie ergeben sich zu 390 mbar in 32 s. Die zulässigen Druckverluste liegen bei diesem Prüfdruck bei 15 mbar in 90 s. Die zulässigen Druckverluste werden demnach um das **73-fache** überschritten ( $390/32 = 12,18$  und  $15/90 = 0,167 \rightarrow 12,18/0,167 = 72,9$ ). Die zulässigen Verluste der Freispiegelprüfung werden hingegen nur um das **2-fache** überschritten ( $2,042 \cdot 10^{-4} \text{ l/s} / 1,0 \cdot 10^{-4} \text{ l/s} = 2,042$ ).

Aus diesem Vergleich kann, nachdem es sich nur um ein Einzelresultat handelt, aber lediglich auf eine deutlich höhere Sensibilität des Luftdruckprüfverfahrens geschlossen werden.

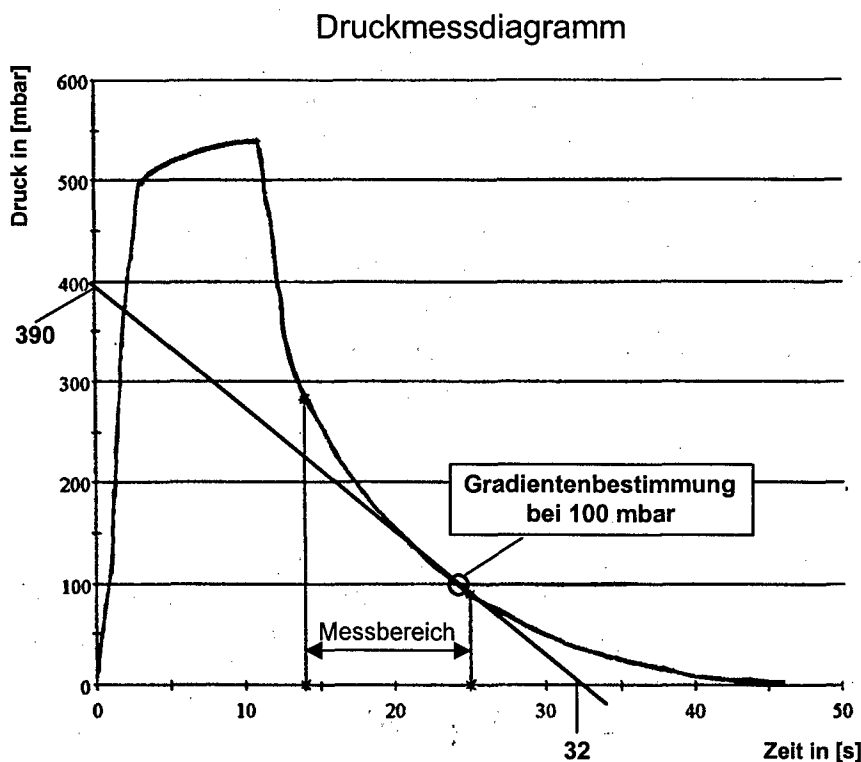


Abbildung 31: Prüfobjekt 16, Druckmessdiagramm der Luftdruckprüfung

## 5 Erfahrungen und Verbesserungsvorschläge

### 5.1 Grundlagen

Der Prototyp des Prüfgerätes, im aktuellen bzw. in dem während der Feldversuche der Projektphase III bestehenden Zustand, ist im Kapitel 2 ausführlich beschrieben. Die nachfolgend angeregten Verbesserungen basieren auf dessen Zustand und seiner prinzipiellen Funktion, die in 30 Feldversuchen nachgewiesen wurde. Sie beziehen sich also vorwiegend auf eine Weiterentwicklung des Prototyps zu einem praxistauglichen Seriengerät.

### 5.2 Vorratstank

Die Feldversuche haben gezeigt, dass die Geometrie und die prinzipielle konstruktive Gestaltung des verwendeten Tanks kaum mehr zu optimieren ist. Hinderlich haben sich jedoch sein hohes Gewicht, die etwas zu große Bauhöhe, die teilweise ausladenden Anschlussstutzen und die nicht fest verlegten Leitungen herausgestellt. Die Prüfung von Leitungen über ein im Haus befindliches Putzstück erfordert einen manuellen Transport des gesamten Gerätes. Eine integrale Bauweise von Tank und Pumpe ist deshalb nicht zu empfehlen. Vielmehr müssen Gewicht, Bauhöhe und Kompaktheit des Tanks optimiert werden.

Der Tank muss bei möglichst geringem Eigengewicht die von der Pumpenleistung abhängigen Überdrücke (hier 2 bar) aufnehmen. Deshalb sollte zur Herstellung des Tanks ein mit Schnellverschluss-Deckeln stirnseitig verschlossenes CFK-Rohr verwendet werden. Die Anschlussstutzen können wie beim Prototyp an diesen Deckeln fixiert werden, wobei auf eine möglichst kompakte Ausführung zu achten ist. Die Wasserzufuhr zum Tank erfolgt an seinem oberen Ende über einen dort anzuschließenden und damit frei hängenden, flexiblen Schlauch. Die dafür vorgesehene Schnellkupplung sollte über eine fest (wenn möglich im Tank) installierte Rohrleitung in den unteren Tankbereich verlegt werden, so dass alle flexiblen Leitungen am unteren Tankende und damit nicht mehr frei hängend angeschlossen werden.

In der Praxis muss der Vorratstank u.U. auch auf unebenem Untergrund vertikal aufgestellt werden. Eine in Ausführung und Handhabung effektive Möglichkeit dies zu bewerkstelligen besteht darin, den Tank mit einem an seinem oberen Ende befestigten, ausklappbaren Dreibein zu versehen, dessen prinzipielle Konstruktion der eines Photostativs entspricht. Die Beine des Stativs müssen in ihrer Länge variabel sein und sich zum unteren Tankende hin über Teleskoprohre abstützen. Letztere ermöglichen die Fixierung des Tanks in vertikaler Lage.

Im Detail kann auch die Bedienung des Tanks noch vereinfacht werden durch:

- die Verwendung und integrierte Montage eines entlüftungsfrei betreibbaren Drucksensors zur Wasserstandsbestimmung im Tank,
- die Verwendung eines nach der Durchflussmenge regelbaren Ventils zur Dosierung der erforderlichen permanenten Luftentnahme,
- die Verwendung eines mit einer Einstellskala versehenen Kugelhahns zur Regulierung des aus dem Tank austretenden und damit im Kreislauf geförderten Volumenstroms,
- die Verwendung eines Dreiwegeventils zur Befüllung und Entleerung des Tanks.
- **Nicht** erforderlich in der Praxis ist dagegen der Sensor zur Messung des Tankdrucks.

### 5.3 Pumpe

Die im Prototyp verwendete Pumpe ist für den Einsatz in der Praxis nur wenig geeignet. Gründe dafür sind ihr hohes Gewicht, ihre erhebliche Baugröße und der für sie erforderliche Drehstromanschluss.

Wie beim Tank ist auch für die Pumpe eine möglichst leichte und kompakte Ausführung anzustreben. Im Idealfall sollte die Pumpenleistung regelbar sein und bis zu 5 l/s bei einem Druckgefälle über der Pumpe von 3 bar erreichen. Die Pumpe muss selbstansaugend und ihre Förderleistung möglichst unempfindlich gegenüber Lufteinschlüssen in der Strömung sein.

Bei den Feldversuchen traten Probleme bei sehr tiefen Kontrollschächten auf. Einerseits war in diesen Fällen das Starten des Prüfgerätes schwierig, weil das Selbstansaugen der Pumpe nur bis etwa 8 m Saughöhe möglich ist. Andererseits bereitete dann auch die Stabilisierung des Prüfgerätes Probleme, weil sich die über den Saugschlauch transportierten Luftblasen bei den sehr niedrigen, vor der Pumpe auftretenden Drücken stark ausdehnen und damit leicht zu einem vollständigen Strömungsabriss in der Pumpe führen. Beide Phänomene sind physikalisch bedingt und könnten nur vermieden werden, indem die Pumpe bei tiefen Kontrollschächten in diese abgelassen und am Schacht-Boden aufgestellt wird. Diese Option ist jedoch nur mit Pumpen realisierbar, die im Vergleich zu ihrer Leistung klein und leicht sind.

Vor dem Ansaugstutzen der Pumpe ist ein kurzes Schlauchstück aus (vollständig) transparentem Material erforderlich um Menge und Stetigkeit des Lufttransports in der Strömung abschätzen zu können.

## 5.4 Messschlauch

Der Messschlauch hat sich in den Feldversuchen in seiner jetzigen Form als wenig geeignet für die Praxis herausgestellt:

- Die Handhabung ist aufgrund von Länge, Gewicht und Starrheit des Schlauchs umständlich.
- Trotz seines insgesamt hohen Gewichts neigt der Messschlauch im Saugbetrieb, wegen der im Schlauch transportierten Luft zum Aufschwimmen.
- Genauigkeit und Robustheit der integrierten Drucksensoren reichen nicht für die Praxis aus.

Für ein praxistaugliches Seriengerät werden deshalb folgende Änderungen vorgeschlagen:

- Anstelle des verwendeten Schlauchs sollte ein Spezialschlauch mit sehr hohem Eigengewicht (ca. 20% des verdrängten Wasservolumens) und mittlerer Starrheit eingesetzt werden. Seine Innenfläche muss glatt, seine Außenfläche extrem geriffelt (Staubsaugerschlauch) oder mit Noppen versehen sein (über die Rauheit der Außenfläche wird ein möglichst hoher Strömungswiderstand in der zu prüfenden Leitung erzeugt).
- Vorausgesetzt das Prinzip der in regelmäßigen Abständen im Schlauch integrierten, oder an ihm befestigten Wasserstandssensoren (siehe Kapitel 2.2.8) soll auch bei einem Seriengerät realisiert werden, ist es zur Vereinfachung von Transport und Handhabung sinnvoll, den Schlauch aus etwa 2 m langen Einzelstücken, die über Schnelkupplungen (z.B. Feuerwehrukupplung) miteinander verbunden werden, herzustellen. Dabei können die Einzelstücke mit je zwei, in den Kupplungen integrierten Sensoren, oder ohne diese gebaut und nach Bedarf kombiniert werden. Für die Versorgungsleitungen der Sensoren ist ein möglichst kleiner, aber robuster Schutzschlauch erforderlich, der am Messschlauch in regelmäßigen Abständen fixiert werden muss.
- Eine für die Praxis taugliche Alternative zu den verwendeten, jedoch nicht ausreichend genauen Drucksensoren ist erforderlich, konnte aber bis jetzt nicht gefunden werden, weil die geforderten Eigenschaften (geringe Baugröße, geringe Drücke, hohe Messgenauigkeit) technisch nicht gleichzeitig realisierbar waren. Vor diesem Hintergrund stellt sich die Frage, ob das aufwendige Konzept der am Messschlauch in äquidistanten Abständen befestigten Pegelmesser nicht zugunsten einer einzelnen, am frei zugänglichen Ende der ZPL durchzuführenden Pegelmessung aufgegeben werden sollte. Für den Nachweis, dass die Prüfung druckfrei erfolgt und dass ein vorgeschriebener, während der Prüfung konstanter Wasserpegel erreicht wird, wäre diese Einzelmessung ausreichend.

## 5.5 Messwertverarbeitung

Bei praktischen Dichtheitsprüfungen ist eine automatisierte Verarbeitung, Auswertung und Ausgabe der aufgezeichneten Messwerte Vorort erforderlich. Benötigt wird dafür ein Computer, der neben Bildschirm und Drucker mit einer Schnittstelle zu einem Messwernerfassungssystem versehen ist. Möglich und sinnvoll unter diesen Gegebenheiten ist die Option, die Verarbeitung der Messwerte bereits parallel zur Messung durchzuführen bzw. im Messprogramm zu integrieren. Damit könnten Größe und Genauigkeit der potentiellen Verluste permanent berechnet und am Bildschirm angezeigt werden. Über die permanent bestimmte Genauigkeit der Messung ist zudem eine automatisierte Beendung der Prüfung bzw. die Realisierung einer genauigkeitsabhängigen Prüfdauer möglich. Basierend auf unseren Erfahrungen mit dem Prüfgerät stellt ein zu erreichender Mindestwert für die Messgenauigkeit ohnehin das einzig sinnvolle Maß zur Festlegung der Prüfdauer dar. Genauere Erläuterungen dazu enthält das Kapitel 3.4.

## 6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Bericht werden die wesentlichen Inhalte und Ergebnisse der für das Bayerische Landesamt für Wasserwirtschaft (LfW) durchgeführten Studie „Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle“ vorgestellt. Ziel war die Entwicklung eines neuen Prüfverfahrens und -geräts, mit dem die Dichtheit alter Abwasserkanäle geprüft werden kann, ohne diese einem Überdruck auszusetzen.

Das prinzipielle Messverfahren beruht darauf, die zu prüfende Leitung (ZPL) in einen geschlossenen Wasserkreislauf zu integrieren, stationär im Freispiegelabfluss zu durchströmen und die potentiellen Leckverluste der ZPL über die Abnahme der im Kreislauf befindlichen Wassermenge zu messen. Die Verlustmengen-Messung und die Realisierung des geschlossenen Wasserkreislaufs erfolgen über das vorgestellte Prüfgerät. Seine prinzipielle Funktion ist in Kapitel 2.1 beschrieben. Die Komponenten des Prüfgeräts - im wesentlichen sind dies Drucktank, Kreislaspumpe und Messschlauch - werden im Kapitel 2.2 detailliert dargestellt und erklärt.

Der Einsatzbereich des Prüfgeräts unterliegt infolge des Messkonzepts - Realisierung eines stationär-gleichförmigen Freispiegelabflusses in der ZPL - mehreren Beschränkungen. Insbesondere sollte die ZPL ein Gefälle  $< 4\%$  aufweisen und keine, die Freispiegelströmung stark beeinflussenden Rohrkomponenten enthalten (z.B. erhebliche Querschnittsänderungen oder Abstürze etc.). Näher spezifiziert ist der mögliche Einsatzbereich des Prüfverfahrens in Kapitel 2.5.

Die Bedienung des Freispiegelgeräts erfordert im Vergleich zu den Druckprüfverfahren einige zusätzliche Tätigkeiten, ist aber nicht als kompliziert einzustufen. Eine detaillierte Anleitung enthält das Kapitel 2.4.

Für das Prüfgerät wurden in enger Zusammenarbeit mit dem LfW mehrere Prüfvorschriften erarbeitet, die zwar noch nicht endgültig festgeschrieben sind, sich aber in den durchgeführten Feldversuchen bewährt haben. Sie betreffen neben dem in der ZPL zu realisierenden Strömungszustand, Vorschriften zu Berechnung, Genauigkeit und Zulässigkeit der Leckverluste. Genauere Ausführungen dazu enthält das Kapitel 3.

Das Prüfgerät wurde in der Projektphase II zunächst in 10 Feldversuchen erprobt. In der Phase III folgten 20 weitere Dichtheitsprüfungen mit dem Gerät, wobei die untersuchten Leitungen parallel dazu mit konventionellen Druckprüfungs-Geräten untersucht wurden. Ziel dieser Messkampagne war, eine Vergleichbarkeit der Prüfverfahren festzustellen. Die Ergebnisse dieser Vergleichsmessungen sind im Kapitel 4.3 dargestellt und können wie folgt zusammengefasst werden:



Alle Leitungen, die sich bei der Prüfung mit dem neuen Gerät als undicht herausstellten (6 Fälle), wurden auch mit den konventionellen Druckprüfmethoden so eingestuft. Umgekehrt gilt dies aber nicht, weil einerseits eine Leckstelle in der zu prüfenden Leitung auch oberhalb des mit dem neuen Prüfgerät realisierten Freispiegelabflusses liegen kann und dort zu keinen Verlusten führt. Andererseits findet eine Selbstabdichtung kleiner Fehlstellen im Betrieb der Leitung statt (z.B. über die Sielhautbildung), die bei der Freispiegelprüfung nicht angegriffen, bei den Druckprüfverfahren aber zerstört wird. Letztlich hat sich aber auch das neue Verfahren im Zusammenhang mit den spezifizierten Prüfvorschriften als milderes Kriterium im Vergleich zu den Druckprüfverfahren herausgestellt.

Eine Korrelation zwischen den zulässigen Verlusten der drei Prüfverfahren konnte aus den Feldmessungen nicht abgeleitet werden. Die bei undichten Leitungen aufgetretenen Verluste waren mit den Druckprüfverfahren stets nicht mehr quantifizierbar.

Im Kapitel 5 dieses Berichtes werden noch einige Verbesserungen zum Prüfgerät angeregt, die sich auf ein Gerät beziehen, das in Serie hergestellt und routinemäßig eingesetzt werden kann. Die Vorschläge basieren in erster Linie auf den in den Feldversuchen gewonnenen Erfahrungen.

## 7 Verzeichnisse

### 7.1 Literaturverzeichnis

- BECHTELER, W. (6/1998): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (11/1998): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Messung über den Kontrollschacht und Drucksensoren: Erweiterung der Meßtechnik. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (8/1999): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Feldversuche. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (3/2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Bedienungsanleitung. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (6/2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Projektphase III – Drucksensoren. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (6/2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Projektphase III – Optische Prüfung. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (10/2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Projektphase III – Prüfung. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (11/2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Projektphase III – Technik. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- BECHTELER, W. (12/2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle: Projektphasen I-III. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.<sup>1</sup>
- GÜNTHERT, W. UND WALTHER, G. (2001): Erarbeitung zulässiger Wasserverluste für die zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von Grundstücksentwässerungsleitungen. Mitteilungsheft Nr. 74 der Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.
- LFW-MERKBLATT (1999): Merkblatt Nr. 4.3-8 vom 01.07.1999

<sup>1</sup> Forschungsberichte an das LfW

## 7.2 Symbole

$\Delta p$	[bar]	Druckdifferenz
$\Delta Q$	[l/s]	Leckrate bzw. Messunsicherheit
$\Delta Q_e$	[l/s]	entnommene Leckrate
$\Delta Q_L$	[l/s]	Leckrate berechnet aus dem zeitlichen Gradienten des permanent gemessenen Wasserspiegels in der ZPL
$\Delta Q_T$	[l/s]	Leckrate berechnet aus dem zeitlichen Gradienten des permanent gemessenen Wasserspiegels im Tank
$A_L$	[dm <sup>2</sup> ]	Wasseroberfläche in der ZPL
$A_T$	[dm <sup>2</sup> ]	Tankquerschnittsfläche
$D$	[mm]	Durchmesser
$DN$	[mm]	Nenndurchmesser
$h_L$	[dm]	Wasserstand in der ZPL
$h_T$	[dm]	Wasserstand im Tank
$NW$	[mm]	Nennweite
$Q$	[l/s]	Durchfluss bzw. Fördermenge der Pumpe
$Q_{zul}$	[l/(s*m)]	zulässige Leckverluste
$T$	[s]	Prüfdauer
$t$	[s]	Zeit

## 7.3 Abkürzungen

E1	Erklärung Nr. 1
E2	Erklärung Nr. 2
E3	Erklärung Nr. 3
HA1	Hausanschluß Nr. 1
IAB	Abbruch der TV-Kanalinspektion
IMS	Schreiben des Innenministeriums
LfW	Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft
LL	Axialverschiebung (Zustandsspezifikation bei Rohrleitungen)
S6	Schacht Nr. 6
UniBwM	Universität der Bundeswehr München
ZK	Zustandsklasse nach ATV-M 149
ZPL	zu prüfende Leitung

## 7.4 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Foto des aufgebauten Prüfgerätes	14
Abbildung 2: Prinzipieller Aufbau des Freispiegel-Prüfgerätes im Saugbetrieb	15
Abbildung 3: Prinzipieller Aufbau des Freispiegel-Prüfgerätes im Förderbetrieb	16
Abbildung 4: Systemzeichnung des Drucktanks	17
Abbildung 5: Kennlinie der im Prüfgerät eingesetzten Pumpe	19
Abbildung 6: Foto der im Prüfgerät eingesetzten Pumpe	19
Abbildung 7: Längsschnitt durch eine ZPL mit eingeführtem Messschlauch	20
Abbildung 8: Konstruktionszeichnung der Edelstahl-Kupplung	21
Abbildung 9: Foto der Edelstahl-Kupplungen	21
Abbildung 10: Konstruktionszeichnung des Ansaugstutzens für den Saugbetrieb	23
Abbildung 11: Befüllstutzen für den Saugbetrieb	24
Abbildung 12: Leitungsabspernung unterstrom des Durchlaufputzstücks mittels Absperrblase (Saugbetrieb)	24
Abbildung 13: Bild der eingebauten PVC-Absperrplatte für Messungen im Förderbetrieb	25
Abbildung 14: Konstruktionszeichnung der PVC-Absperrplatte	26
Abbildung 15: Bild des Miniatur - Drucksensors PDCR 81	27
Abbildung 16: Abmessungen des Miniatur - Drucksensors PDCR 81	28
Abbildung 17: Temperaturabhängigkeit der Drucksensoren im Messschlauch	28
Abbildung 18: Prüfstand des Labors	30
Abbildung 19: Laborversuch 185: Wasserstandsganglinie im Tank mit Berechnung	31
Abbildung 20: Laborversuche: Einfluss des Rohrgefälles auf die Wasserspiegelschwankungen in der zu prüfenden Leitung	32
Abbildung 21: Laborversuche: Einfluss der Prüfdauer und des Rohrgefälles auf die Messunsicherheit	33
Abbildung 22: Zeitlicher Verlauf des Wasserspiegels im Tank	38
Abbildung 23: Feldversuche: Einfluss der Prüfdauer auf die Messunsicherheit	39
Abbildung 24: Layout des Prüfprotokolls der Freispiegel-Prüfung	41
Abbildung 25: TV-Haltungsbericht Seite 1 (Feldversuch 7-III)	44
Abbildung 26: TV-Haltungsbericht Seite 2 (Feldversuch 7-III)	45
Abbildung 27: Prüfprotokoll der Freispiegelprüfung (Feldversuch 7-III)	47

Abbildung 28: Anlage zum Prüfprotokoll der Freispiegelprüfung	48
Abbildung 29: Prüfprotokoll der Luftdruckprüfung (Feldversuch 7-III)	49
Abbildung 30: Prüfprotokoll der Wasserdruckprüfung (Feldversuch 7-III)	50
Abbildung 31: Prüfobjekt 16, Druckmessdiagramm der Luftdruckprüfung	53

## **7.5 Tabellenverzeichnis**

Tabelle 1: Spezifikationen des Drucksensors PDCR 81	27
Tabelle 2: Zustandsklassifizierung der ZPL (Feldversuch 7-III)	46
Tabelle 3: Gegenüberstellung der Ergebnisse der verschiedenen Prüfmethoden	51

**Erarbeitung zulässiger Wasserverluste für die  
zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von  
Grundstücksentwässerungsleitungen**

Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. Wolfgang Günthert  
Dipl.-Ing. Günter Walther

Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. F. W. Günthert

**Inhaltsverzeichnis**

<b>1</b>	<b>EINLEITUNG .....</b>	<b>71</b>
1.1	Begriffsdefinitionen .....	71
1.2	Einführung .....	73
1.3	Zielsetzung und Vorgehensweise .....	74
<b>2</b>	<b>SCHADENSCHARAKTERISTIK VON GRUNDLEITUNGEN .....</b>	<b>76</b>
2.1	Einführung .....	76
2.2	Grundleitungslängen .....	77
2.3	Verteilung der Rohrwerkstoffe .....	78
2.4	Schadensverteilung .....	79
2.5	Auswirkung der Schadensarten auf die Standsicherheit von Rohren .....	82
<b>3</b>	<b>VORGÄNGE BEI DER VERSICKERUNG VON ABWASSER IM UNTERGRUND .....</b>	<b>83</b>
3.1	Grundlagen .....	83
3.1.1	Mechanische Prozesse .....	84
3.1.2	Biologische Prozesse .....	87
3.1.3	Physikalisch-chemische Prozesse .....	88
3.2	Eliminations- und Abbauvorgänge im Untergrund dargestellt an ausgewählten Abwasserinhaltsstoffen .....	89
3.2.1	Organische Stoffe .....	89
3.2.2	Stickstoff .....	90
3.2.3	Schwermetalle .....	93
<b>4</b>	<b>UNTERSUCHUNGEN ZUR QUANTITATIVEN ABWASSEREXFILTRATION AUS BESCHÄDIGTEN KANÄLEN .....</b>	<b>96</b>
4.1	Untersuchungen an der RWTH Aachen .....	96
4.2	Untersuchungen an der Universität Innsbruck .....	100

<b>5</b>	<b>UNTERSUCHUNGEN ZUR QUALITATIVEN ABWASSEREXFILTRATION AUS BESCHÄDIGTEN KANÄLEN .....</b>	<b>104</b>
<b>5.1</b>	<b>Untersuchungen am Umweltbundesamt Berlin.....</b>	<b>104</b>
5.1.1	Vorgehensweise.....	104
5.1.2	Ergebnisse.....	105
<b>5.2</b>	<b>Untersuchungen in Braunschweig .....</b>	<b>106</b>
5.2.1	Sickerwassermenge.....	107
5.2.2	Physikalisch-chemische Analysen .....	107
<b>6</b>	<b>BERECHNUNG EINER ZULÄSSIGEN MESSBAREN EXFILTRATIONSRATE AUS BESCHÄDIGTEN ALTEN GRUNDLEITUNGEN .....</b>	<b>110</b>
<b>6.1</b>	<b>Abflüsse .....</b>	<b>110</b>
6.1.1	Ermittlung wahrscheinlicher Abflussmengen.....	110
6.1.1.1	Schmutzwasser .....	110
6.1.1.2	Regenwasser .....	112
6.1.2	Ermittlung von Fließtiefen.....	112
<b>6.2</b>	<b>Abwasserqualität .....</b>	<b>112</b>
6.2.1	Inhaltsstoffe im häuslichen Abwasser .....	112
6.2.2	Leitparameter .....	116
<b>6.3</b>	<b>Berechnungsansatz .....</b>	<b>117</b>
6.3.1	Vorgehensweise.....	117
6.3.2	Herleitung des Berechnungsablaufes.....	120
<b>6.4</b>	<b>Berechnungen.....</b>	<b>123</b>
6.4.1	Datenbasis.....	123
6.4.2	Parameterstudie .....	124
<b>6.5</b>	<b>Ableitung von Prüfkriterien unter Verwendung der Dichtheitsprüfung mit Freispiegelabfluss.....</b>	<b>131</b>
6.5.1	Ableitung eines Prüfwertes.....	131
6.5.2	Prüfablauf und Anwendungsbereiche des Prüfverfahrens.....	133
6.5.3	Vergleich mit geltenden Prüfvorschriften.....	136
<b>6.6</b>	<b>Überprüfung der Prüfkriterien an konkreten Beispielen.....</b>	<b>137</b>
<b>7</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG.....</b>	<b>139</b>
<b>8</b>	<b>FAZIT .....</b>	<b>148</b>



---

<b>9</b>	<b>VERZEICHNISSE .....</b>	<b>149</b>
<b>9.1</b>	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>149</b>
<b>9.2</b>	<b>Symbolverzeichnis .....</b>	<b>158</b>
<b>9.3</b>	<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>160</b>
<b>9.4</b>	<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>162</b>
<b>10</b>	<b>ANLAGEN .....</b>	<b>165</b>

## 1 Einleitung

### 1.1 Begriffsdefinitionen

In DIN 1986 Teil 1 (DIN 1986, 1988) sind die Teile der Entwässerungsanlagen von Grundstücken definiert (s. Bild 1, Bild 2). Für diesen Bericht ist die Unterscheidung zwischen Anschlusskanal und Grundleitung interessant.

Unter Grundstücksentwässerungsanlagen werden Rohre und Systeme auf Grundstücken verstanden, die der Sammlung, Behandlung und Ableitung von Schmutz- und Niederschlagswässern oder anderer Wässer dienen. Der Anschlusskanal stellt die Verbindung zwischen dem öffentlichen Kanal und der Grundstücksentwässerungsanlage her. Dieser endet an der Grundstücksgrenze oder an der ersten Reinigungsöffnung auf dem Grundstück. Die Grundleitung ist im Erdreich oder unterhalb der Grundplatte des Gebäudes verlegt, und führt das Abwasser dem Anschlusskanal zu. Die Grundleitung ist somit ein Bestandteil der Grundstücksentwässerungsanlage. Der Übergabepunkt der Grundstücksentwässerung ist je nach örtlichen Bestimmungen durch einen Übergabeschacht, die Grundstücksgrenze oder durch den Anschluss an den öffentlichen Kanal bestimmt. Die Grundstücksgrenze als Übergabepunkt ist in der Praxis der häufigste Fall. Dies stellt jedoch die schlechteste Lösung aufgrund fehlender Kontrollmöglichkeiten dar. Das Ziel sollte deshalb sein, den Übergabepunkt im Haus mit Revisionsöffnung oder einen Übergabeschacht an der Grundstücksgrenze verbindlich in die Satzung der abwasserbeseitigungspflichtigen Körperschaft aufzunehmen (FIEDLER, 1997), (BENDER, 1998b). Diese Regelung ist für Wasserversorgungsleitungen üblich.

#### **Grundstücksentwässerungsanlage:**

„Auf einem Grundstück im Erdreich verlegte Anlage zur Ableitung von Abwasser bzw. bei Gewerbe- und Industriebetrieben auch nicht einsehbare Abwasserleitungen. Ist der Grundstückseigentümer nach der jeweiligen Entwässerungssatzung auch für die Instandhaltung des Anschlusskanals verantwortlich, gehört der Anschlusskanal im Sinne des Merkblattes zur Grundstücksentwässerungsanlage“ (LFW-MERKBLATT NR. 4.3-8, 1999).

#### **Anschlusskanal:**

Kanal zwischen dem öffentlichen Abwasserkanal und der Grundstücksgrenze bzw. der ersten Reinigungsöffnung (z. B. Übergabeschacht) auf dem Grundstück.

#### **Grundleitung:**

Im Erdreich oder in der Grundplatte unzugänglich verlegte Leitung, die das Abwasser in der Regel dem Anschlusskanal zuführt.

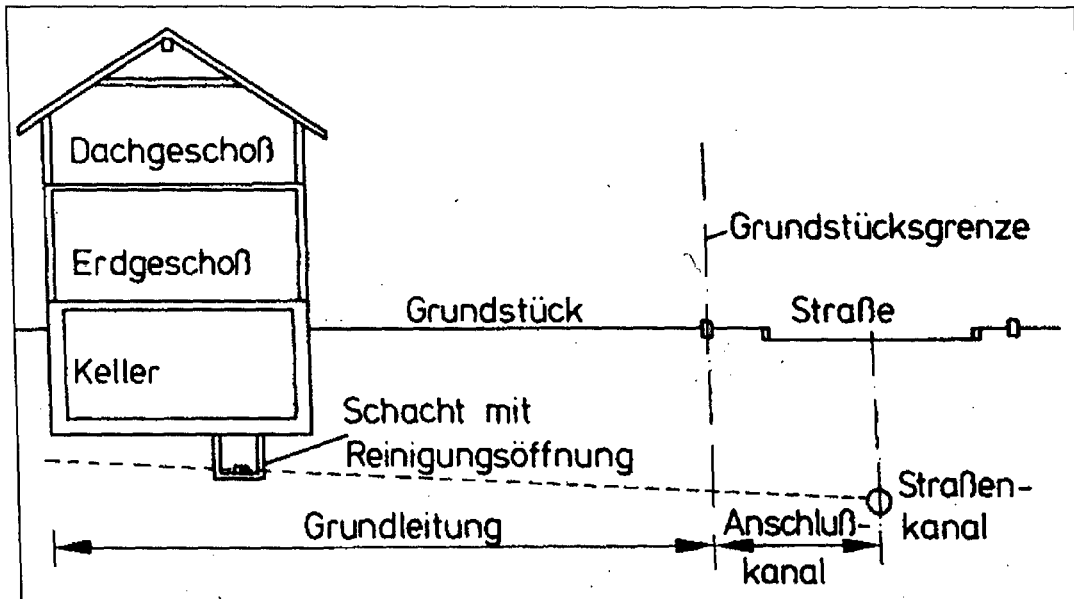


Bild 1: Gebäudeentwässerung über Grundleitung und Anschlusskanal mit Reinigungsöffnung im Gebäude (STEIN, 1999).

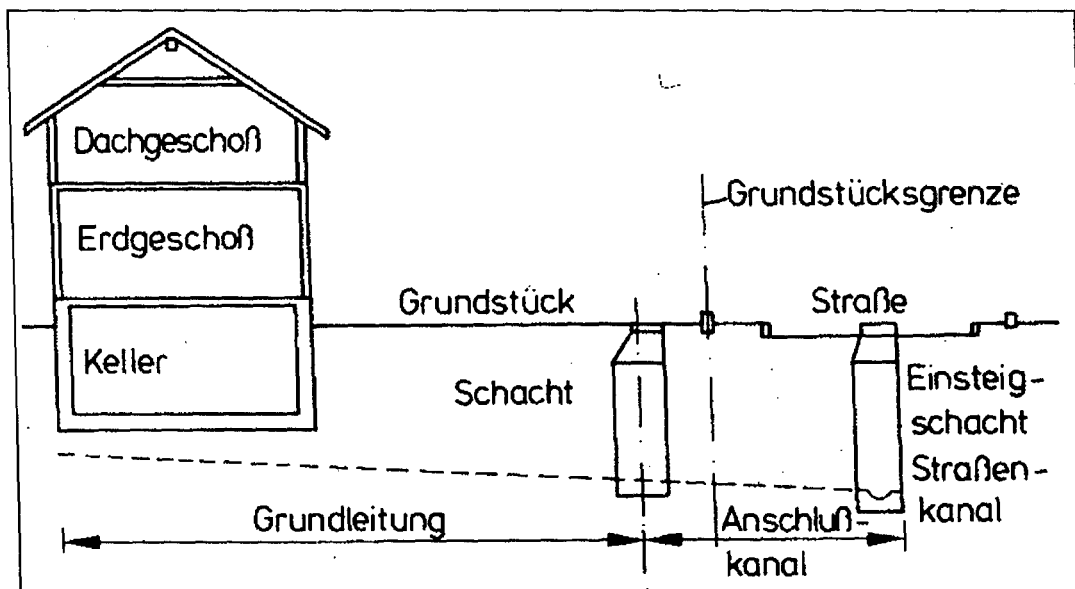


Bild 2: Gebäudeentwässerung über Grundleitung und Anschlusskanal mit Reinigungsöffnung im Gebäude und Einstiegschacht auf dem Grundstück (STEIN, 1999).

In einigen Veröffentlichungen wird der Begriff „Hausanschlusskanal“ verwendet. Dieser in DIN 1986 nicht definierte Begriff, bezeichnet die Leitung von der Reinigungsöffnung im Gebäude bis zum Abwasserkanal. Im Folgenden wird einheitlich der Begriff „Grundleitung“ verwendet.

## 1.2 Einführung

Nach § 18 b des WASSERHAUSHALTSGESETZES (1998) sind öffentliche und private Kanäle so zu errichten, zu betreiben und zu unterhalten, dass sie dicht sind. Beim Bau der Grundstücksentwässerungsanlage müssen die a.a.R.d.T. angewendet werden. In DIN EN 1610 (1997) „Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen“ wird der Auftraggeber verpflichtet, sich von der Qualifikation der Auftragnehmer zu überzeugen um Mängel in der Ausführung der Arbeiten zu vermeiden. In der Bekanntmachung des BAYERISCHEN STAATSMINISTERIUMS DES INNEREN vom 14.01.1991 (Nr. I B 1 – 3003 – 32/4 (83)) wurde das Muster für eine gemeindliche Entwässerungssatzung dahingehend geändert, dass die Gemeinden und Abwasserverbände Dichtheitsprüfungen bei neuen Grundstücksentwässerungsanlagen fordern sollen und diese in Abständen von zehn Jahren durch ein fachlich geeignetes Unternehmen wiederholt werden müssen. Außerdem soll die Funktionsfähigkeit untersucht und festgestellte Mängel beseitigt werden.

Die Gesamtlänge der auf privaten Grundstücken eingebauten Abwasserleitungen liegt nach BENDER (1998a) zwischen 800.000 km und 3.200.000 km. Dabei wird ein Längenverhältnis öffentlicher Kanäle zu privaten Kanälen von 1:2 bis 1:8 angenommen. Angaben zur Schadenshäufigkeit privater Kanäle liegen zwischen 20 % und 70 % (DOHMANN, 1995), (RIEGER, 1995), (FIEDLER, 1997), (SCHNEIDER, 1997). Damit weisen private Leitungen eine höhere Schadenshäufigkeit auf als öffentliche Kanäle (DYK&LOHAUS, 1998). Die Erkenntnisse über Länge, Altersstruktur und Zustand der auf privaten Grundstücken befindlichen Entwässerungsanlagen sind im Vergleich zu den öffentlichen Kanälen jedoch gering.

In den letzten Jahren wurden verstärkt Anstrengungen unternommen, den Zustand der öffentlichen Kanäle zu erfassen und die Auswirkungen von undichten Kanälen auf die Umwelt durch Exfiltration von Abwasser in das Grundwasser und den Boden oder durch Infiltration von Grundwasser in den Kanal zu untersuchen. Der dadurch anfallende Fremdwasseranteil, der in erheblichem Umfang die Ableitung und Reinigung des Abwassers erschwert und damit zu einer Belastung der Oberflächengewässer führt, beträgt rund 25 % (DOHMANN, 1989). Es wurde ermittelt, dass ca. 50 % bis 60 % des Fremdwasseraufkommens aus dem Bereich der Grundstücksentwässerung anfällt. Die exfiltrierte Abwassermenge wurde für die alten Bundesländer größenordnungsmäßig mit 330 Millionen m<sup>3</sup> jährlich erhoben, was einem spezifischen Abwasserverlust von 15 l/E·d (DOHMANN, 1989) entsprach. Nach DOHMANN (1989) kann die Umweltbelastung, die von defekten Grundleitungen ausgeht, nur durch eine sorgfältige Verlegung der Rohre nach den „allgemein anerkannten Regeln der Technik“ (a.a.R.d.T) oder durch eine Verminderung des Schadstoffpotentials des Abwassers vermieden werden.

Die Umweltgefährdung, d. h. die stoffliche Belastung des Untergrundes, durch die Abwasserperkolat bei Kleinkläranlagen von häuslichem Abwasser mit einer damit verbundenen Kontamination des Grundwassers wurde Ende des letzten Jahrhunderts intensiv untersucht (u. a. ORTH&EBERS, 1988; RETTINGER, 1991; EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). Auch die dezentrale Versickerung urbaner Niederschlagsabflüsse war Gegenstand zahlreicher Forschungsprojekte (u. a. GOLWER, 1985; GEIGER&DREISEITL, 1995; GROTEHUSMANN, 1995; DIERKES, 2000).

Sowohl bei der gezielten Abwasserperkolations durch Untergrundverrieselung oder Schachtversickerung, der ungewollten Abwasserversickerung aus undichten öffentlichen und privaten Kanälen als auch bei der Versickerung von Niederschlagswasser wird der Untergrund mit belastetem Wasser beaufschlagt. Der Untergrund übernimmt die Funktion der mechanischen Feststoffabscheidung (Filterung), der Adsorption von Ionen an der Oberfläche von Feststoffen und des Abbaus von organischen Verbindungen und Stickstoffverbindungen durch Mikroorganismen und chemische Umsetzung. Die Wirksamkeit der im Boden ablaufenden physikalischen und biochemischen Prozesse wurde untersucht und daraus Empfehlungen für die Bemessung von Kleinkläranlagen (DIN 4261, 1991) und Versickerungsanlagen (ATV-ARBEITSBLATT A 138, 1999) gegeben, um eine Gefährdung des Grundwassers zu vermeiden.

Die Auswirkung von schadhafte Abwasserkanälen auf den Boden und das Grundwasser war Gegenstand eines vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) geförderten Forschungsprojektes (DOHMANN, 1999), (HARTMANN, 1996). Dabei wurde versucht, auch im Hinblick auf erforderliche Sanierungs- und Erneuerungsmaßnahmen, unter Einbeziehung aller Randbedingungen (Stoffkonzentration, Boden, Eliminationsraten, Grundwasser), die Kanalschäden nach ihrer Sanierungsdringlichkeit zu bewerten.

Auf andere Verhältnisse übertragbare Aussagen zur langfristigen Akkumulation von Schmutzstoffen im Boden in Abhängigkeit vom Bindungsvermögen der Bodenschichten, der Migrationsgeschwindigkeit, der chemischen Umwandlung oder des biologischen Abbaus können aus den Forschungsberichten nicht gewonnen werden. Die darin enthaltenen Ergebnisse gelten in der Regel nur für die jeweiligen Versuchs- und Randbedingungen.

Diese Problematik taucht auch bei der Umsetzung des Bundesbodenschutzgesetzes (BBODSCHG, 1998) für den Wirkungspfad Boden-Grundwasser auf. In einem Verbundprojekt „Prognose des Schadstoffeintrags in das Grundwasser mit dem Sickerwasser“ soll deshalb unter anderem die Schadstoffkonzentration und ihr zeitlicher Verlauf in der Zone, in der sich das Sickerwasser in das Grundwasser einmischt, prognostiziert werden (FÖRSTNER, 1999).

### 1.3 Zielsetzung und Vorgehensweise

Die zur Zeit u. a. in DIN 1610 (1997), DIN 1986-30 (1995), ATV-M 143-6 (1998) geregelten Dichtheitsprüfverfahren sehen eine Überdruckprüfung mit Wasser oder Luft vor. Dabei wird der gesamte Rohrquerschnitt geprüft. Die Anwendung dieser Verfahren für die Wiederholungsprüfung von Grundleitungen birgt die Probleme, dass auch Schäden im Scheitel- und Kämpferbereich des Rohres erfasst werden, die auf Grund der üblichen Fließtiefen in der Grundleitung für die Abwasserexfiltration und damit für die Umweltbelastung von untergeordneter Rolle sind. Zusätzlich können durch die Überdruckprüfung Muffendichtungen zerstört und dadurch erst oft undicht werden (ULLMANN, 1994).

Das LFW-MERKBLATT 4.3-8 (1999) enthält eine Öffnungsklausel nach der die Dichtheitsprüfung alter Abwasserleitungen nach den oben genannten Prüfvorschriften **oder einem von der zuständigen Behörde anerkannten Verfahren** zu erfolgen hat.

Ziel des Forschungsprojektes „Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle“ war deshalb einerseits die Entwicklung eines Prüfgerätes zur zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung alter Grundleitungen, die der Ableitung von häuslichem Abwasser dienen, auf der Basis des Freispiegelabflusses. Dieser Projektteil wurde durch das Institut für Wasserwesen, Professur für Hydromechanik und Hydrologie bearbeitet. Die Ergebnisse sind im ersten Teil des Mitteilungsheftes abgedruckt.

Gegenstand dieses Projektteiles ist andererseits die Ableitung von zulässigen Wasserverlusten bei der zerstörungsfreien Dichtheitsprüfung im Freispiegelabfluss unter Berücksichtigung umweltrelevanter Aspekte (Boden, Grundwasser). Dieser Projektteil wurde durch das Institut für Wasserwesen, Professur für Siedlungswasserwirtschaft und Abfalltechnik auf der Grundlage von Literaturdatenauswertungen erarbeitet. Die Verifizierung der Ergebnisse in Feldversuchen war nicht Gegenstand der Projektförderung.

Nach einer kurzen Betrachtung der Schadenscharakteristik von Grundleitungen werden die Vorgänge der Stoffelimination während der Bodenpassage aufgezeigt und Eliminations- und Abbauvorgänge im Untergrund an ausgewählten Abwasserinhaltsstoffen dargestellt. Aus der Literatur werden bekannte Eliminationsraten für verschiedene Abwasserinhaltsstoffe zusammengestellt.

Untersuchungen zur tatsächlich aus einem Rohrschaden austretenden Abwassermenge liegen in der Literatur von DOHMANN (1999) und STEGNER (1995) vor. Aus diesen Untersuchungsergebnissen werden Leakage Faktoren für drei Bodengruppen abgeleitet, mit deren Hilfe es möglich ist, bei bekannter Schadensgröße und Bodenart die Exfiltration von Abwasser aus einem Rohrschaden in vorgegebenen Grenzen zu berechnen.

Für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate im Freispiegelabfluss werden mittlere Eliminationsraten von im Sickerwasser gelösten biologisch abbaubaren Inhaltsstoffen sowie die Stoffumsetzung von Nährstoffen berücksichtigt. Die Adsorption von Schwermetallen im Boden wird nicht betrachtet. Zusätzlich wird die Vermischung der aus einem Schaden der Grundleitung exfiltrierten Stoffkonzentration mit versickertem Niederschlagswasser, das zur Grundwasserneubildung beiträgt, vor Eintritt in den Grundwasserleiter, in die Betrachtung mit einbezogen.

Basierend auf diesem Berechnungsansatz werden mehrere Vergleichsrechnungen durchgeführt und daraus ein möglicher Prüfablauf für die Dichtheitsprüfung mit Freispiegelabfluss in Abhängigkeit vom Rohrdurchmesser vorgestellt.

## 2 Schadenscharakteristik von Grundleitungen

### 2.1 Einführung

Die Gesamtlänge des öffentlichen Kanalnetzes beträgt nach einer aktuellen Statistik 399.201 km (DYK&LOHAUS, 1998). Davon wurden in den letzten zehn Jahren ca. 60 % optisch untersucht. Begehbare Kanäle mit DN > 800 wurden sogar zu 100 % inspiziert (KEDING ET AL., 1990), (RUDOLPH, 1991), (MÖLLERS, 1991), (MATTHES, 1992), (STEIN, 1993), (RIEGER, 1995), (SAWATZKI, 1995), (SAWATZKI, 1996), (MATTHES, 1996), (MATTHES, 1998), (DYK&LOHAUS, 1998). Neueste Erhebungen ergaben, dass ca. 15 % der öffentlichen Kanäle sanierungsbedürftig sind (DYK&LOHAUS, 1998) und ca. 2700 DM/m für Kanalerneuerungen und ca. 650 DM/m für Sanierungsmaßnahmen investiert werden müssen. In Tabelle 1 sind die Erhebungsergebnisse des Zustandes der öffentlichen Kanalisation aus den Jahren 1990 und 1997 zusammengefasst.

Tabelle 1: Vergleich der Häufigkeit von Schadensbildern nach den ATV-Umfragen von 1990 (KEDING ET AL., 1990) und 1997 (DYK&LOHAUS, 1998).

	ATV-Umfrage 1990	ATV-Umfrage 1997
Schadhafter Abzweig	-	2,01
Bruch, Einsturz	0,66	1,18
Risse	1,94	2,25
Verformung	0,77	1,31
Korrosion	0,91	1,55
mech. Verschleiß	0,80	1,55
Lageabweichungen	0,86	1,79
Undichtigkeiten	0,71	1,83
Abflusshindernisse	1,51	1,70
Sonstige	0,47	-

Darin bedeuten:

- 0 Schadensbild ist bisher nicht aufgetreten
- 1 Schadensbild ist selten aufgetreten
- 2 Schadensbild ist häufig aufgetreten
- 3 Schadensbild ist sehr häufig aufgetreten

Risse in Rohren wurden bei beiden Umfragen häufig beanstandet. Schadhafte Abzweige traten erst bei der Umfrage aus dem Jahre 1997 in den Vordergrund und wurden von über 50 % der befragten Kommunen als „sehr häufig“ angegeben (DYK&LOHAUS, 1998). Ein Indiz dafür, dass den Hausanschlusskanälen sehr große Aufmerksamkeit gewidmet werden muss (GÜNTHERT, 1992).

Über den Zustand von Grundstücksentwässerungsleitungen liegen nur wenige Untersuchungsberichte vor (KIPP, 1992), (LESSEL, 1995), (DOHMANN&HAUSMANN, 1994), (FIEDLER, 1997), (SCHNEIDER, 1997), (RIETSCH, 1998). Die sich daraus ergebenden wichtigsten Erkenntnisse werden im Folgenden kurz dargestellt.

## 2.2 Grundleitungslängen

Allgemein wird in der Literatur von einem Längenverhältnis der privaten zu öffentlichen Kanälen von ca. 2:1 bis 3:1 ausgegangen, was eine Länge privater Grundleitungen in Deutschland von 800.000 km bis 1.200.000 km ergibt. Teilweise wird das Längenverhältnis mit bis zu 8:1 angegeben. Für Bayern würde das, ausgehend von einem Längenverhältnis von 2:1 bis 3:1, eine durchschnittliche Länge der Grundleitung von 50 m bis 75 m bedeuten. In Tabelle 2 sind mittlere Grundleitungslängen zusammengestellt, die sich aus der Befahrung von Grundstücksentwässerungsanlagen mittels TV-Inspektionssysteme ergeben haben.

Tabelle 2: Auswertung von Literaturstellen über Untersuchungen von Grundleitungen hinsichtlich der mittleren Grundleitungslänge (KIPP, 1992), (LESSEL, 1995), (FIEDLER, 1997), (SCHNEIDER, 1997).

Literatur	Anzahl Haltun- gen [-]	Erfasste Länge [m]	Mittlere Länge [m]	Anmerkungen
KIPP (1992)	184	1.478	8	Stadt
LESSEL (1995)	20	687	34	Land
FIEDLER (1997)	1.600	14.500	9	Stadt
SCHNEIDER (1997)	616	17.885	30	Land

Die über die TV-Inspektion ermittelten mittleren Längen weichen deutlich vom pauschalen Verhältnis der privaten Grundleitung zur öffentlichen Kanalisation von 2:1 bzw. 3:1 ab. So ergibt sich für ländlich strukturierte Gebiete eine mittlere Länge von ca. 30 m und für städtische Gebiete eine mittlere Grundleitungslänge von ca. 8 m. Diese veröffentlichten Ergebnisse wurden durch Befragungen bei verschiedenen Abwasserverbänden (Zweckverband Ammersee-Ost, Zweckverband München Südost, Abwasserverband Ämpergruppe, Stadtentwässerung Nürnberg, Stadtentwässerung München, Stadtentwässerung Landshut, Stadtentwässerung Rosenheim, Stadtentwässerung Ingolstadt) weitestgehend bestätigt. Genau Kenntnisse über den Zustand und damit der Länge der öffentlichen Kanalisation und der Grundstücksentwässerungsanlagen liegen beim Abwasserzweckverband Ammersee-Ost vor (SCHNEIDER, 1997), (JACOBS, 1999). TV-Untersuchungen ergaben eine mittlere Länge der Grundleitung von 30 m und ein Längenverhältnis von öffentlicher Kanalisation zu Grundleitung von 1:1. Die Stadtentwässerungswerke München geben die mittlere Länge privater Grundleitungen mit 10 m an. Im Stadtgebiet von Ingolstadt liegt die durchschnittliche Länge privater Grundleitungen bei 12 m.



### 2.3 Verteilung der Rohrwerkstoffe

Bei TV-Untersuchungen der Grundleitungen beim AZV Ammersee-Ost wurde festgestellt, dass das Leitungssystem der Grundstücksentwässerungsanlage bevorzugt aus Steinzeug, Faserzement und Asbestzement besteht. Kunststoff und Gussrohre finden vor allem zwischen Haus und nächstem Revisionsschacht Verwendung. Meistens wurden mehrere Rohrmaterialien innerhalb einer privaten Grundstücksentwässerungsanlage verlegt (SCHNEIDER, 1997). Eine Aussage über die Verteilung einzelner Werkstoffe auf Grundleitungen können nur von den vom Abwasserverband Ammersee-Ost durchgeführten TV-Inspektionen abgeleitet werden (Bild 3).

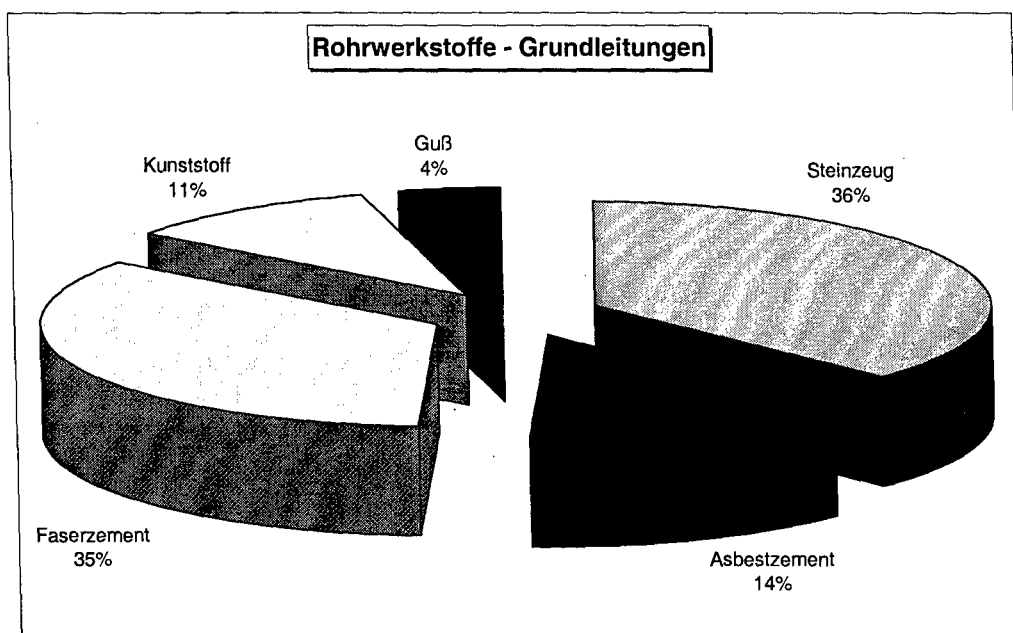


Bild 3: Prozentuale Aufteilung der einzelnen Rohrwerkstoffe auf die untersuchten Grundleitungen im Gebiet des AZV Ammersee-Ost (SCHNEIDER, 1997).

## 2.4 Schadensverteilung

In Tabelle 3 sind Literaturstellen zusammengestellt, in denen über Inspektionsergebnisse von Grundleitungen berichtet wird (SCHNEIDER, 1997), (FIEDLER, 1997), (DOHMANN, 1995), (KIPP, 1992). Die Gesamtlänge der untersuchten privaten Grundleitungen beträgt ca. 40.000 m.

Tabelle 3: Auswertung von Literaturstellen über Untersuchungen von Grundleitungen hinsichtlich der Schadenshäufigkeit (SCHNEIDER, 1997), (FIEDLER, 1997), (DOHMANN, 1995), (KIPP, 1992).

Literatur	Kürzel	Anzahl Hal- tungen	Erfasste Länge	Anlagen mit sichtbaren Schäden	Anlagen ohne sichtbaren Schäden
		[-]	[m]	[%]	[%]
SCHNEIDER (1997)	A	616	17.885	21	79
FIEDLER (1997)	B	1600	14.500	48	52
DOHMANN (1995)	C	200	-	60	40
	D	-	3.700	60	40
KIPP (1992)	E	184	1.478	74	26
LESSEL (1995)	-	20	687	55	45

Der Prozentsatz der Anlagen mit sichtbaren Schäden liegt zwischen 21 % bis 60 %. Die Ergebnisse der Untersuchungen von Projekt A weichen stark von den anderen ab. Gründe könnten die Altersstruktur der Kanäle und auch die Durchführung der Untersuchungen im ländlichen Raum mit langen Leitungslängen pro Hausanschluss sein. Außerdem werden beim Zweckverband Ammersee-Ost, wo die Untersuchungen durchgeführt wurden, die Grundleitungen bei Inbetriebnahme durch einen Beauftragten des Zweckverbandes abgenommen und auf Dichtheit überprüft. Eine Altersverteilung wurde nicht angegeben. Der hohe prozentuale Anteil von Faserzementrohren und Kunststoffrohren lässt aber darauf schließen, dass ca. 50 % der Leitungen nicht älter als 30 Jahre sind (Bild 3). KIPP (1992) gibt eine Verteilung der Schäden auf den Haustyp (Einfamilien- und Mehrfamilienhaus) und des Baujahres an. Diese Unterscheidung ergab jedoch keine wesentlichen Abweichungen und zeigte keine Tendenzen im Hinblick auf die Schadenshäufigkeit in Abhängigkeit vom Baujahr auf. Eine Auswertung der Untersuchungsergebnisse in Abhängigkeit der Häufigkeit des Auftretens von Schäden ist in Bild 4 zusammengestellt.

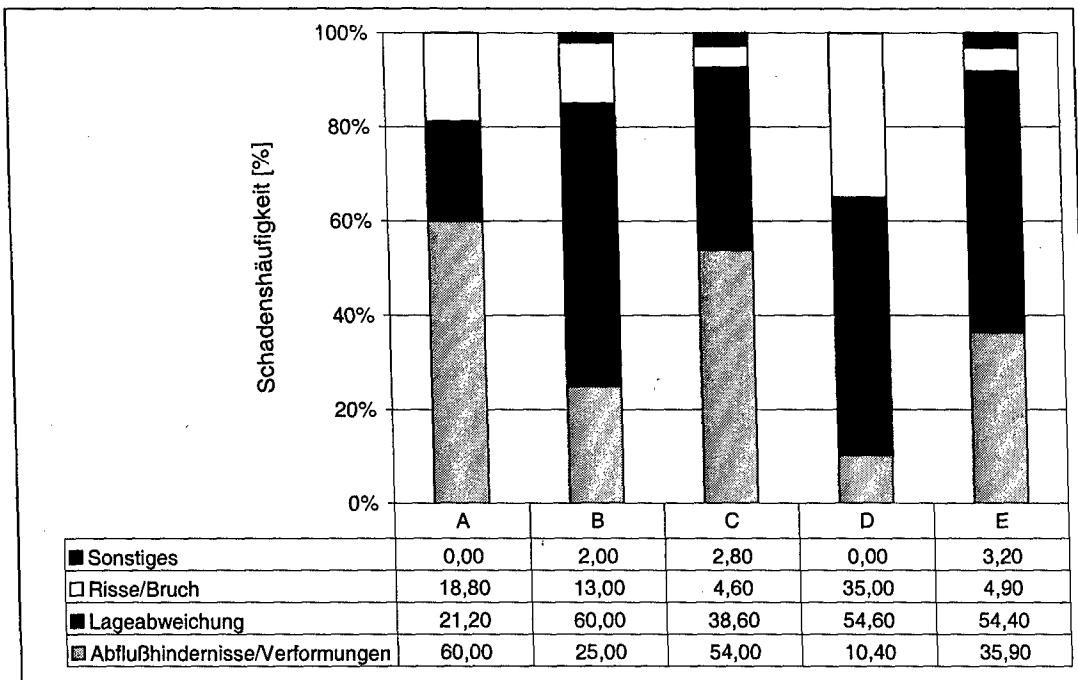


Bild 4: Vergleich der Schadenshäufigkeit von Grundstücksentwässerungsanlagen nach (SCHNEIDER, 1997), (FIEDLER, 1997), (DOHMANN, 1995), (KIPP, 1992).

Die Schadensarten Abflusshindernisse, Lageabweichungen und Risse/Bruch wurden am häufigsten festgestellt. Eine Aufteilung der Schadensarten, unabhängig von der Altersverteilung, auf die Rohrwerkstoffe zeigt (Bild 5), dass Abflusshindernisse bei allen verwendeten Werkstoffen mit einem sehr hohen Anteil vertreten sind. Unter dem Begriff Abflusshindernisse werden der unsachgemäße Anschluss von Rohren, Wurzeleinwuchs, Ablagerungen und in den Kanal ragende Dichtungen zusammengefasst. Bei den Lageabweichungen wurden fast ausschließlich Muffenversätze notiert. Diese konzentrieren sich auf Asbestzement- und Steinzeugrohre.

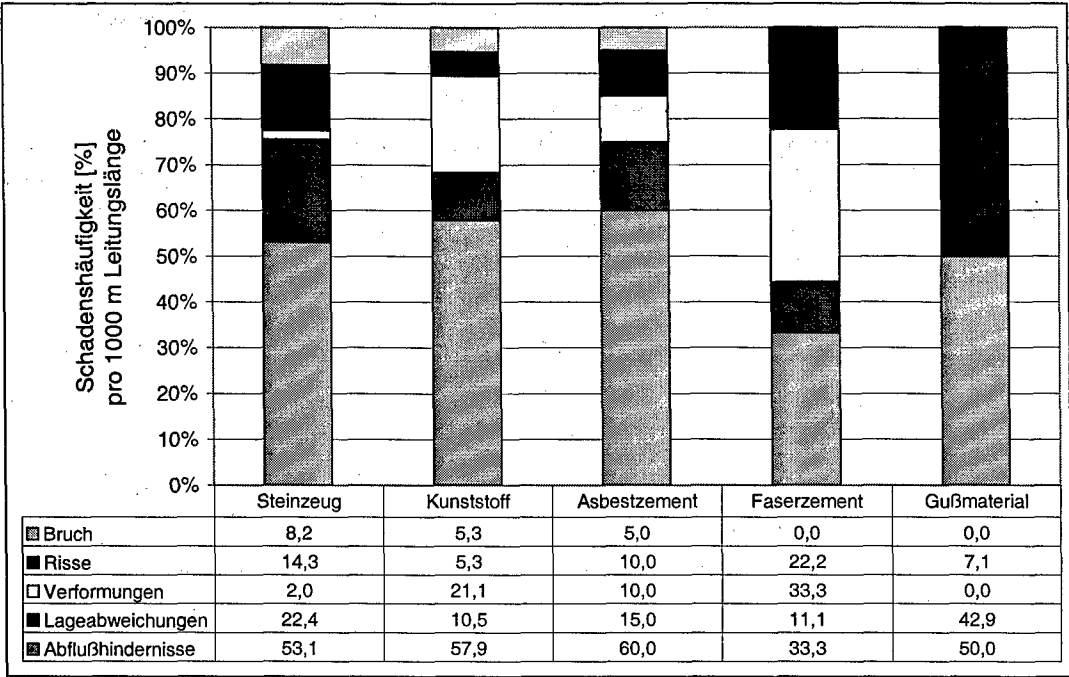


Bild 5: Schadenshäufigkeit von Rohrwerkstoffen in [%] pro 1000 m Grundleitungslänge bei unterschiedlicher Altersverteilung nach (SCHNEIDER, 1997).

FIEDLER (1997) unterschied die Untersuchungsergebnisse nach der Dringlichkeit des Sanierungsbedarfs, aber unabhängig vom Rohrwerkstoff und der Altersstruktur. So besteht bei 52 % der Grundstücksentwässerungsanlagen kein Handlungsbedarf, während lediglich 3 % sofort bzw. kurzfristig saniert werden müssen. 16 % der Grundleitungen wurden als mittelfristig und 29 % als langfristig zu sanieren eingestuft.

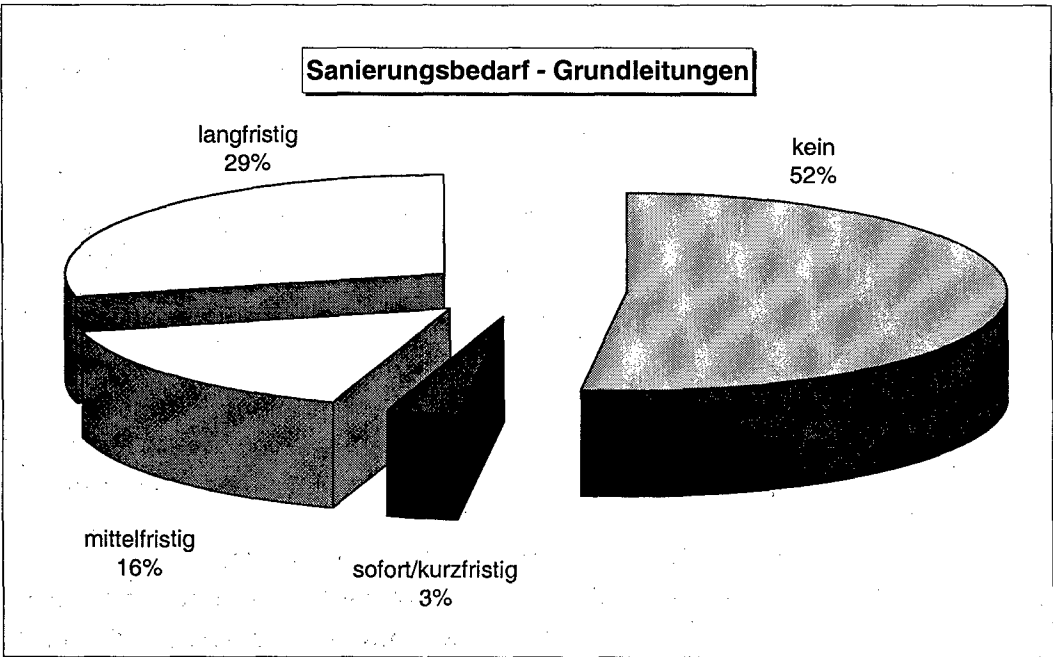


Bild 6: Sanierungsbedarf von Grundleitungen nach FIEDLER (1997).

## 2.5 Auswirkung der Schadensarten auf die Standsicherheit von Rohren

Dass Abwasserleitungen, die mit konventionellen Dichtheitsprüfmethode als undicht bewertet wurden, dennoch stand- und funktionssicher sein können, zeigten Untersuchungen an der Ruhruniversität Bochum (STEIN, 1994). Dort wurden Schäden an Abwasserkanälen und -leitungen unter Berücksichtigung der Standsicherheit und Funktionsfähigkeit bewertet. Es wurde festgestellt, dass je nach der Größe des Schadens bei der Infiltration ein Materialeintrag auftreten oder bei der Exfiltration die Bettungsschicht unter dem Kanal beschädigt werden kann. Undichtigkeiten in Verbindung mit Materialeintrag müssen deshalb sofort saniert werden. Durch Verlagerung von Feinmaterial können Hohlräume entstehen, die die Standsicherheit des Kanals beeinträchtigen. Lageabweichungen und Abflusshindernisse führen im allgemeinen nicht zu einer Gefährdung der Standsicherheit. Mechanischer Verschleiß und Korrosion bei Betonrohren können zu einer Verringerung der Rohrwanddicke führen. Dies erfordert jedoch nicht unbedingt eine sofortige Schadensbehebung. Ein Rohr mit einer Restwanddicke von 40 % ist mit einer ausreichenden Sicherheit noch statisch tragfähig. Risse werden eingeteilt in die drei Hauptformen Längs-, Quer- und Punktrisse. Längsrisse treten bei biegesteifen Rohren am häufigsten auf und stellen bei Deformationen größer 5 % oder Rissbreiten größer als ein Zehntel der Wanddicke eine Gefährdung der Standsicherheit dar. Bei Längsrissen können Veränderungen der Bettungsbedingungen durch veränderliche Betriebsbedingungen, durch Hochdruckreinigung sowie Dichtheitsprüfungen entstehen (STEIN, 1994). Längsgerissene Rohre mit intakter Bettung können jedoch teilweise eine zwei- bis achtfach höhere Erdlast tragen als die Bruchlast, die für das Auftreten der Längsrisse in den Viertelpunkten verantwortlich ist.

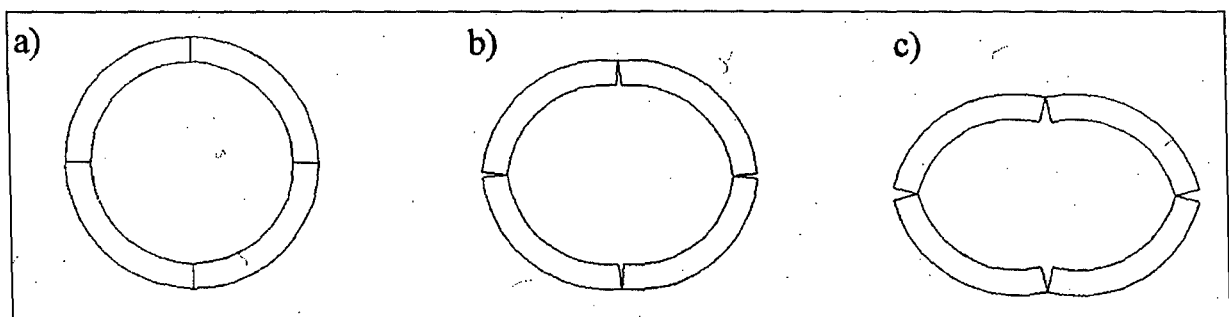


Bild 7: Deformationsverlauf eines längsgerissenen Rohres bis zum Einsturz (STEIN, 1994).

a) Auftreten von Längsrissen

b) Anfangsdeformation durch Reduktion des seitlichen Bettungsreaktionsdruckes z. B. bei geringer Verdichtung in der Leitungszone oder infolge Boden-erosion

c) starke Deformation durch Verlust der seitlichen Bettung

Bei Punktrissen sowie völlig unregelmäßigen Rissen kommt es fast immer zur Scherbenbildung. Bei Punktrissen, Rohrbruch und Einsturz sind Sofortmaßnahmen zur Schadensbehebung notwendig.

### 3 Vorgänge bei der Versickerung von Abwasser im Untergrund

#### 3.1 Grundlagen

Aus einer beschädigten Grundleitung exfiltriert Abwasser, wenn sich die Rohrsohle über dem Grundwasserspiegel befindet. Die Exfiltration von Abwasser aus defekten Kanälen ist abhängig vom Abwasserdurchfluss, der Lage und der Art des Schadens im Kanal, der vertikalen und horizontalen Wasserbewegung im Boden sowie einhergehender Zustandsveränderungen im Kanal (Sielhautwachstum, Ablagerungen) und im Boden in unmittelbarer Nähe zum Schaden (äußere und innere Kolmation).

Bei einer Exfiltration aus dem Rohr kommt es zu einer Wechselwirkung der Wasserinhaltsstoffe mit dem Untergrund (Bild 8). Man unterscheidet drei Mechanismen der Reinigung von Sickerwasser während der Bodenpassage (GOLWER, 1985), (HAGENDORF, 1994), (SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL, 1992):

- **Mechanische Prozesse:** Filterwirkung des Bodens gegenüber Schmutz –und Schadstoffpartikeln.
- **Biologische Prozesse:** Abbau, Umwandlung und Akkumulation von organischen Schmutzstoffen und Stickstoffverbindungen durch Bakterien.
- **Physikalisch-chemische Prozesse:** Verdünnung, Adsorption/Desorption und Ionenaustausch von Abwasserinhaltsstoffen an tonigen, schluffigen und organischen Bodenbestandteilen, Fe- und Mn-Hydroxiden/Oxiden.

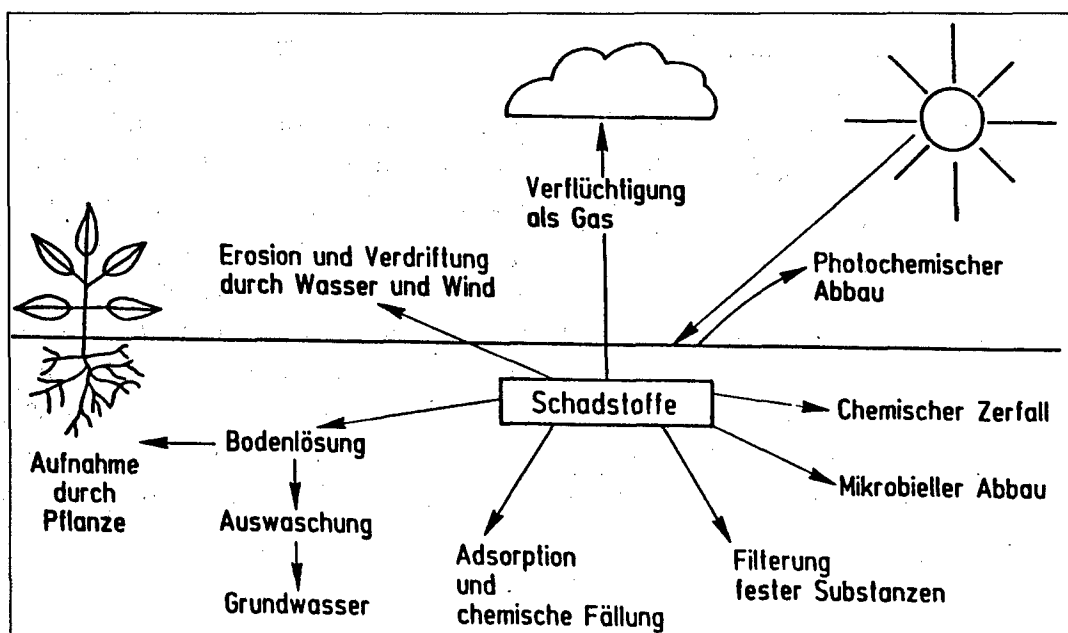


Bild 8: Verhalten von Schadstoffen im Boden nach JARCZYK (1972) und BRÜMMER (1978) zitiert in SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL (1992).

Die Intensität der einzelnen Mechanismen ist abhängig von der Wassersättigung des Bodens (s. Bild 9). In der gesättigten Zone dominieren Lösungs- und Verdünnungsvorgänge. In der ungesättigten Bodenzone herrschen die anderen Eliminations- und Abbaumechanismen vor. Ein wesentlicher Abbau wird in der belebten Bodenzone (Oberboden) erreicht.

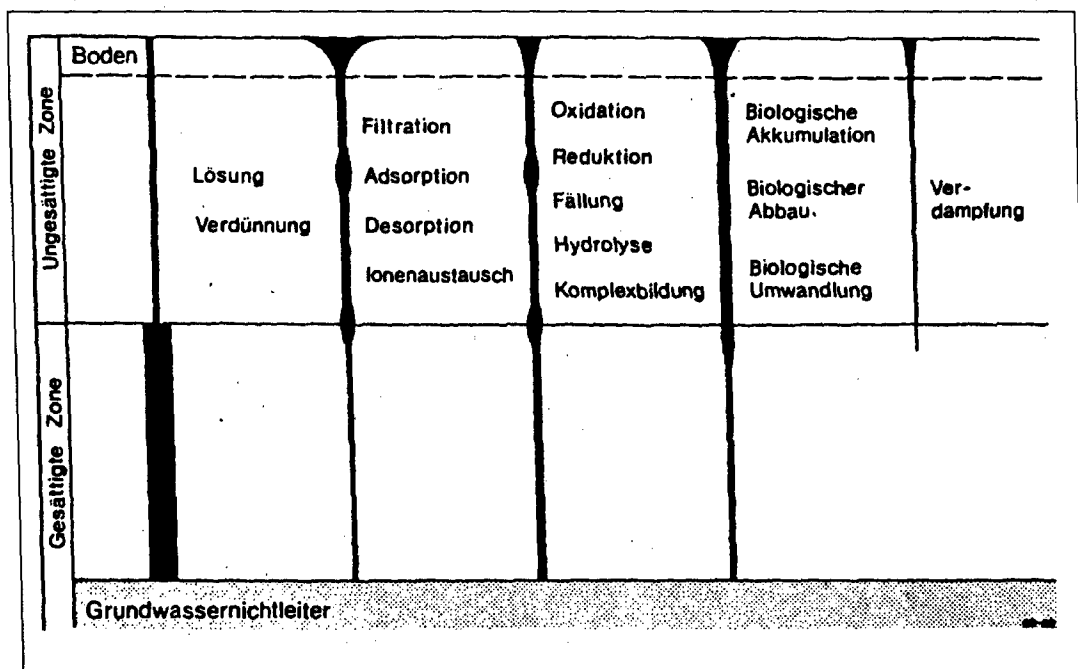


Bild 9: Intensität mechanischer, biologischer und chemisch-physikalischer Vorgänge im Boden (GOLWER, 1985).

### 3.1.1 Mechanische Prozesse

Die mechanische Filterung von ungelösten Stoffen und Mikroorganismen, die die Fließkanäle im Untergrund nicht passieren können, ist von besonderer Bedeutung für die Stoffelimination. Das Ablagern von Feststoffen über und unterhalb des Rohrschadens wird als äußere Kolmation bezeichnet. Zu einer inneren Kolmation kommt es, wenn Feststoffe durch eine vertikale Wasserbewegung in die Poren des Bodenmaterials einsickern.

Im Boden existieren geschlossene Porenräume, sogenannte Dead-End-Poren, in denen die flüssige Phase stagniert. In diesen Poren erfolgt der Stoffaustausch nur über Diffusion. Durch Abbauvorgänge können anaerobe Zustände entstehen, die eine mögliche Denitrifikation von Nitrat zu elementarem Stickstoff begünstigen. Die mikrobielle Besiedelung kann zu zusätzlichen Dead-End-Poren führen, wodurch der Filterquerschnitt weiter eingeengt wird.

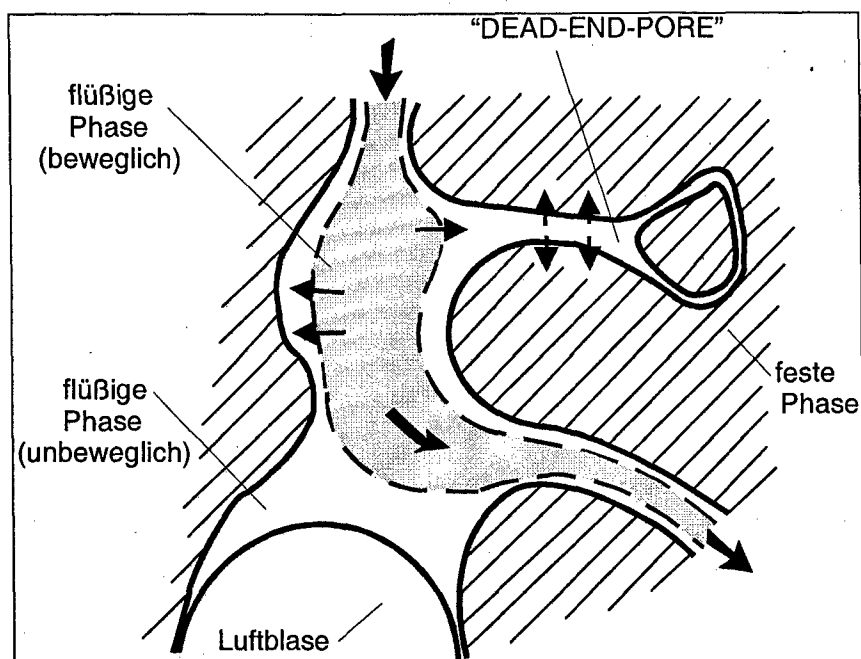


Bild 10: Dead-End-Pore.

Die eingespülten organischen Schwebstoffe führen an der Oberfläche der Bodenpartikel zur Ausbildung einer Zone mit hoher Sorptionskapazität und biologischer Aktivität (Biofilm). Durch die verlängerte Kontaktzeit und durch das große Nährstoffangebot kommt es zu einer Massenentwicklung von Mikroorganismen. Der Biofilm bildet sich schon wenige Stunden nach Beginn der Abwasserexfiltration an der Übergangsstelle Rohrschaden – Boden aus. Dies führt zu einer Abdichtung der Schadensstelle und damit zu einer Verringerung der Exfiltrationsrate (DOHMANN, 1994), (DECKER&MENZELBACH, 1995), (STEGNER, 1995). Die Eindringtiefe des Biofilms ist abhängig von der Kornverteilung des Bodens. Je grobkörniger ein Boden, um so tiefer kann der Feststoff in den Boden eindringen. Dadurch entwickelt sich bei grobkörnigen Böden der biologische Bewuchs räumlich und weniger flächenhaft, was höhere Exfiltrationsraten ermöglicht (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). Untersuchungen an vier verschiedenen Bodenarten (Kies, Mittel- bis Grobsand, Feinsand, Schluff) ergaben, dass das Biomassenwachstum in gröberen Bodenaggregaten (Kies) größer ist, als in feineren Bodenaggregaten (Schluff) mit größerer Oberfläche.

Bei Störung des sich einstellenden Gleichgewichts z. B. durch eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit aufgrund stark schwankender Abflussereignisse, einer Druckreinigung oder einer Dichtheitsprüfung (Über- und Unterdruck, Wasser, Luft) kommt es wieder zu einem Anstieg der Exfiltration. Dies ist insbesondere bei einer Kanalreinigung mit Hochdruckspülung zu beachten (HARTMANN, 1996).

Die vertikale Wasserbewegung (Versickerung, Exfiltration) ist abhängig von den bodenmechanischen Eigenschaften der vorhandenen Bodenart. Die Durchlässigkeit von Böden werden durch den Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  charakterisiert. In Tabelle 4 sind Überschlagswerte für den Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  angegeben.



Tabelle 4: Überschlagswerte für die Durchlässigkeit  $k_f$ .

Bodenart	$k_f$ [m/s]
Ton, fett	$10^{-12} - 10^{-10}$
Lehm, schluffiger Lehm	$10^{-9} - 10^{-8}$
Schluff	$10^{-9} - 10^{-7}$
Sand, lehmig oder schluffig	$10^{-6} - 10^{-5}$
Feinsand	$10^{-5} - 10^{-4}$
Grobsand	$10^{-4} - 10^{-3}$
Feinkies	$10^{-3} - 10^{-2}$
Grobkies	$10^{-2} - 1$

Grobkörnige Böden (Kies, Sand) weisen aufgrund der Korngröße und des großen Porenvolumens eine höhere Durchlässigkeit auf. Feinkörnige, wassergesättigte Böden besitzen geringe Porendurchmesser und demzufolge auch eine geringe Durchlässigkeit. Im Gegensatz dazu, können feinkörnige, trockene Böden eine hohe Wasserdurchlässigkeit aufweisen. Bei wechselnden Grundwasserständen verändert sich demnach die Wasserdurchlässigkeit des Bodens. Die sich aus dem Anfangswassergehalt, der Porengröße und der Durchlässigkeit des Bodens ergebende Versickerungskapazität, ist die maßgebende Größe für die Quantität der Exfiltration (DECKER&MENZELBACH, 1995). Die Fließbewegung des exfiltrierten Wassers im Boden ist laminar und kann mit der Gleichung von Darcy mathematisch beschrieben werden:

$$Q_{GW} = k_f \cdot \frac{h}{l} \cdot A_{GW} \quad (\text{Gl. 1})$$

Darin bedeuten:

$Q_{GW}$	[m <sup>3</sup> /s]	Grundwasserdurchfluss
$k_f$	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
$\frac{h}{l}$	[-]	Druckgefälle längs der Stromlinie
$A_{GW}$	[m <sup>2</sup> ]	Grundwasserquerschnittsfläche

In der Regel kann die Durchlässigkeit des Bodenmaterials und die Dicke der Kolmationsschicht im Bereich des Rohrschadens nicht angegeben werden. In der Grundwasserhydraulik wird deshalb üblicherweise der Ansatz eines Leakage Faktors  $L$  gewählt, um eine Aussage über die Exfiltration in den Boden machen zu können (BEAR, 1979), (RAUCH, 1993). Dabei wird der mit partikulären Schmutzstoffen in Verbindung stehende Boden mittels einer fiktiven Kolmationsschicht konstanter Dicke  $l$  und mittlerer Durchlässigkeit  $k_f$  beschrieben.

$$L = \frac{k_f}{l} \quad (\text{Gl. 2})$$

Darin bedeuten:

L	[1/s]	Leakage Faktor
l	[m]	Dicke der Kolmationsschicht

Setzt man Gleichung (2) in Gleichung (1) ein, erhält man eine Funktion zur Bestimmung der Exfiltrationsmenge in Abhängigkeit von der Schadensgröße und der Fließtiefe im Abwasserkanal (RAUCH, 1993), (STEGNER, 1995):

$$Q_{\text{ex},h(m)} = A_{\text{ex}} \cdot h_{h(m)} \cdot L \quad (\text{Gl. 3})$$

Darin bedeuten:

$Q_{\text{ex},h(m)}$	[l/s]	Exfiltrationsmenge
$A_{\text{ex}}$	[mm <sup>2</sup> ]	Fläche des Rohrschadens
$h_{h(m)}$	[mm]	Fließtiefe im Abwasserkanal

### 3.1.2 Biologische Prozesse

Die im Boden vorhandenen Mikroorganismen wie z. B. Bakterien und Pilze bauen organische Substanzen ab und wandeln teilweise anorganische Substanzen um (GOLWER, 1985). Die Mikroorganismen wandeln komplexe organische Verbindungen im Abwasser in einfache Verbindungen um und produzieren Zwischen- und Endprodukte. Die Feststoffe werden hydrolysiert und langsam biologisch abgebaut. Mineralische Ausfällungsprodukte (Eisensulfid, Aluminium-, Eisen- und Kalziumphosphate) werden im Biofilm akkumuliert oder in Abhängigkeit vom pH-Wert und ihrer Löslichkeit ausgewaschen.

Von entscheidender Bedeutung für die biologischen Abbauvorgänge ist der sich ausbildende Biofilm im Bereich der Schadensstelle. Dieser Biofilm (Biokruste) besteht aus aeroben und fakultativ anaeroben Mikroorganismen (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). Die organischen Ablagerungen weisen im Vergleich zu anderen Böden eine sehr hohe Kationenaustauschkapazität auf. Diese bewirkt die Fixierung der organischen Abwasserinhaltsstoffe. Der stattfindende biologische Abbau organischer Abwasserinhaltsstoffe wird ausgedrückt durch die Summenparameter BSB<sub>5</sub>, CSB und TOC/DOC. Ammonium wird im Biofilm gebunden und anschließend zu Nitrat nitrifiziert.

### 3.1.3 Physikalisch-chemische Prozesse

Bei der Adsorption kommt es zu einer Anlagerung gelöster Stoffe, durch physikalisch-chemische Anziehungskräfte, an die Oberfläche von Feststoffen. In der Bodenkunde wird zwischen einer unspezifischen Adsorption durch Coulombsche Kräfte an der Oberfläche von Austauschern, z. B. Tonmineralen und der spezifischen Adsorption unterschieden. Die wesentlich stärkere spezifische Adsorption wird durch hydroxylierte Oberflächen von Fe-, Al- und Mn-Oxiden nach Deprotonierung der OH-Gruppen hervorgerufen (DVWK, 1988). Sesquioxide (Fe-, Al- und Mn-Oxide) bedecken vor allem Tonmineraloberflächen. Die Adsorptionskapazität von bindigen Böden (z. B. Ton, Schluff) ist deshalb höher als von nicht bindigen Böden (z. B. Kies, Sand) und nimmt dementsprechend mit dem Feinkornanteil zu. Die durch spezifische Adsorption gebundenen Stoffe werden weniger leicht mobilisiert als Stoffe, die unspezifisch adsorbiert wurden.

Die Adsorption an Tonmineralen wird durch deren hohes Ionenaustauschvermögen hervorgerufen. Sie nehmen Ionen auf und geben in äquivalenter Menge andere Ionen an die Lösung ab. Man unterscheidet zwischen Kationenaustausch (z. B.  $\text{NH}_4^+$ ) und Anionenaustausch (z. B.  $\text{PO}_4^{3-}$ ). Das Ammonium-Ion ( $\text{NH}_4^+$ ) verdrängt andere Kationen ( $\text{Ca}^{2+}$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Al}^{3+}$ ,  $\text{H}^+$ ) von der Oberfläche der Austauscher und lagert sich an deren Stelle an. Die Austauschkapazität vergrößert sich bei organischen Substanzen mit steigendem pH-Wert (SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL, 1992). Im anaeroben Milieu verringert sich die Kationenadsorption deutlich, ebenso bei steigendem Salzgehalt des Sickerwassers. Die Adsorptionsleistung von Böden für Kationen wird durch die Kationenaustauschkapazität KAK angegeben. Die Größe der KAK wird vom Gehalt an Tonmineralen, Huminstoffen, der spezifischen Oberfläche der Bodenteilchen und der Art und Höhe der Ladung des vorliegenden Bodens beeinflusst (SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL, 1992).

Tabelle 5: Kationenaustauschkapazität für einige Bodenarten nach SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL (1992).

Boden	Kationenaustauschkapazität KAK [mval/kg]
Sand	50 – 100
Lehm, sandig Schluff, tonig	100 – 250
Lehm, tonig Ton	200 – 400

### 3.2 Eliminations- und Abbauvorgänge im Untergrund dargestellt an ausgewählten Abwasserinhaltsstoffen

#### 3.2.1 Organische Stoffe

Der Abbau von Abwasserinhaltsstoffen in der ungesättigten und der gesättigten Bodenzone wurde sehr intensiv untersucht, vor allem im Hinblick auf die Optimierung des Betriebes von Abwasserentsorgungsanlagen für Einzelanwesen in nicht öffentlich entsorgten Gebieten (EBERS&BISCHOFBERGER, 1985), (RETTINGER, 1991), (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). RETTINGER (1991) gibt eine Literaturübersicht über die Eliminationsleistungen bezüglich organischer Summenparameter, sowie Stickstoff- und Phosphorverbindungen (s. Anhang 2). Der Abbau organischer Stoffe, qualifiziert als BSB<sub>5</sub>, CSB, TOC und DOC, findet in den oberen 10 cm bis 30 cm unterhalb des Rohrschadens statt (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992), (RETTINGER, 1991). In diesen Bereichen ist der Boden gut durchlüftet. Der Abbau der organischen Inhaltsstoffe in der oberen Bodenzone ist vor allem auf die biologisch hoch aktive Zone (Biofilm, Biokruste) im Bereich der Versickerung zurückzuführen. Lysimeterversuche von RETTINGER (1991) an unterschiedlichen Bodenmonolithen (Bild 11) zeigen, dass der Abbau von Nährstoffen unabhängig von der Bodenart erfolgt und bestätigen damit wiederum die Erkenntnis, dass der Abbau organischer Stoffe hauptsächlich im Biofilm erfolgt.

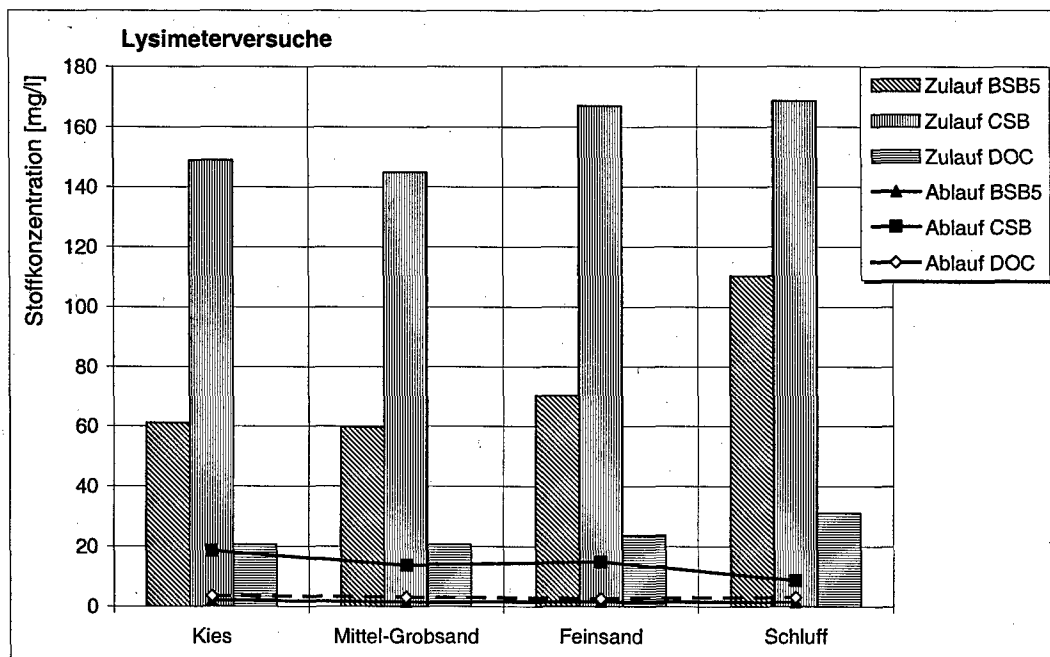


Bild 11: Auswertung von Lysimeterversuchen an Bodenmonolithen (Kies, Mittel- Grobsand, Feinsand, Schluff) für BSB<sub>5</sub>, CSB und DOC nach RETTINGER (1991).

Im weiteren Verlauf der Sickerstrecke ist mit keiner nennenswerten weitergehenden Eliminationsrate zu rechnen (RETTINGER, 1991), (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). In Bild 12 ist

der Verlauf der CSB- und DOC-Elimination in Abhängigkeit von der durchsickerten Bodenpassage dargestellt. In einer Tiefe von 290 cm wurde im Mittel eine Abbaurate des CSB von 91 % und des DOC von 88 % festgestellt.

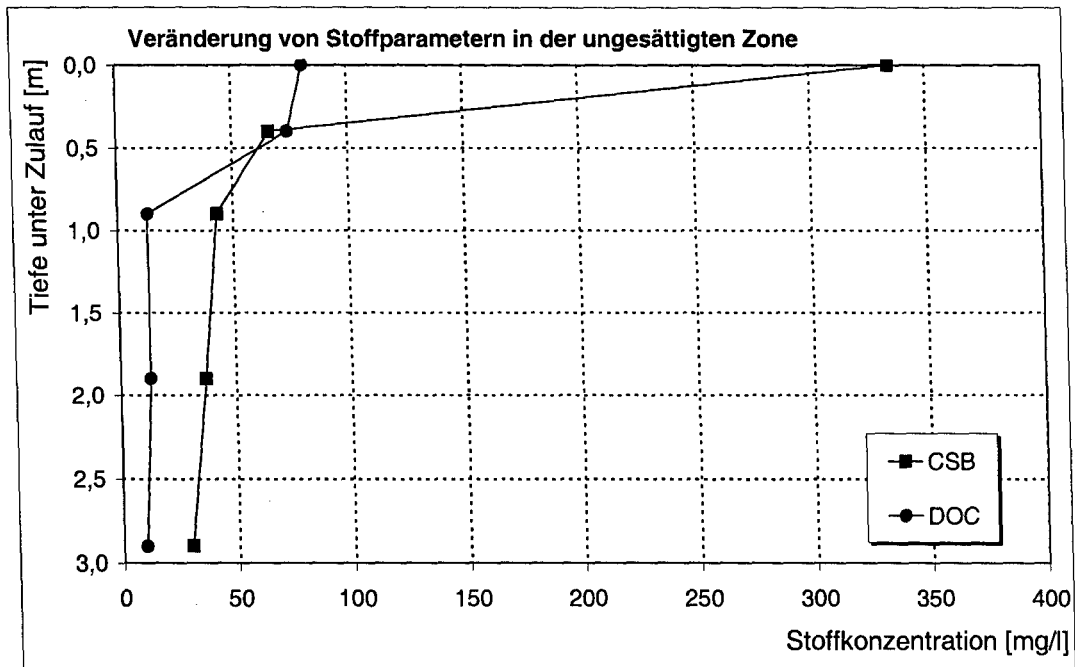


Bild 12: Verlauf der CSB- und der DOC-Elimination bei einer Untergrundverrieselung (RETTINGER, 1991).

### 3.2.2 Stickstoff

Der Gesamt-Stickstoff ( $N_{\text{ges}}$ ) setzt sich aus der Summe von organisch und anorganisch gebundenem Stickstoff zusammen, wobei organisch gebundener Stickstoff ( $N_{\text{org}}$ ) und Ammonium-Stickstoff ( $\text{NH}_4\text{-N}$ ) die Hauptbestandteile sind.

$$N_{\text{ges}} = \underbrace{\text{NH}_4\text{-N} + N_{\text{org}}}_{\text{reduzierter Stickstoff}} + \underbrace{\text{NO}_2\text{-N} + \text{NO}_3\text{-N}}_{\text{oxidierter Stickstoff}} \quad (\text{Gl. 4})$$

Der Kjeldahl-Stickstoff TKN umfasst die Summe aus organisch gebundenem Stickstoff und Ammonium-Stickstoff.

$$\text{TKN} = \text{NH}_4\text{-N} + N_{\text{org}} \quad (\text{Gl. 5})$$

Ammonium wird an anorganischer Substanz, z. B. Tonminerale, gebunden oder mikrobiologisch zu Nitrat umgesetzt.

Die Nitrifikation, d. h. die bakterielle Oxidation von im Abwasser enthaltenen Stickstoffverbindungen zu Nitrat, erfolgt am besten in der belüfteten Bodenzone bei pH-Werten zwischen 5,6 und 8 (ORTH&EBERS, 1988) und einer Temperatur von 25 bis 35 °C (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). Hemmend auf die Nitrifikation wirken sich ein pH-Wert unter 5, das Vorhandensein von toxischen Stoffen wie z. B. Phenole, Kohlenwasserstoffe aus verschiedenen Erdölfraktionen, Pestizide sowie niedrige Bodentemperaturen aus. Dadurch erfolgt ein Rückhalt von Ammonium im wesentlichen durch Kationenaustausch. Bei einer Belegung der Austauschplätze erweitert sich der Reaktionsraum in tiefere Schichten. Dadurch können Nitrit und Ammoniumionen bis ins Grundwasser ausgewaschen werden. Denitrifikationsvorgänge laufen in der ungesättigten, sauerstoffarmen Bodenzone idealerweise bei Temperaturen von über 10 °C und pH-Werten über 5,5 ab (ORTH&EBERS, 1988). Dabei wird Nitrat durch Mikroorganismen zu gasförmigem Stickstoff und Distickstoffmonoxid reduziert. Denitrifikationsvorgänge sind nach LAAK (zit. in ORTH&EBERS, 1989) nicht von Bedeutung bei der Bodenpassage von Abwasser.

Einen Überblick über das Verhalten von Stickstoff im Boden gibt Bild 13.

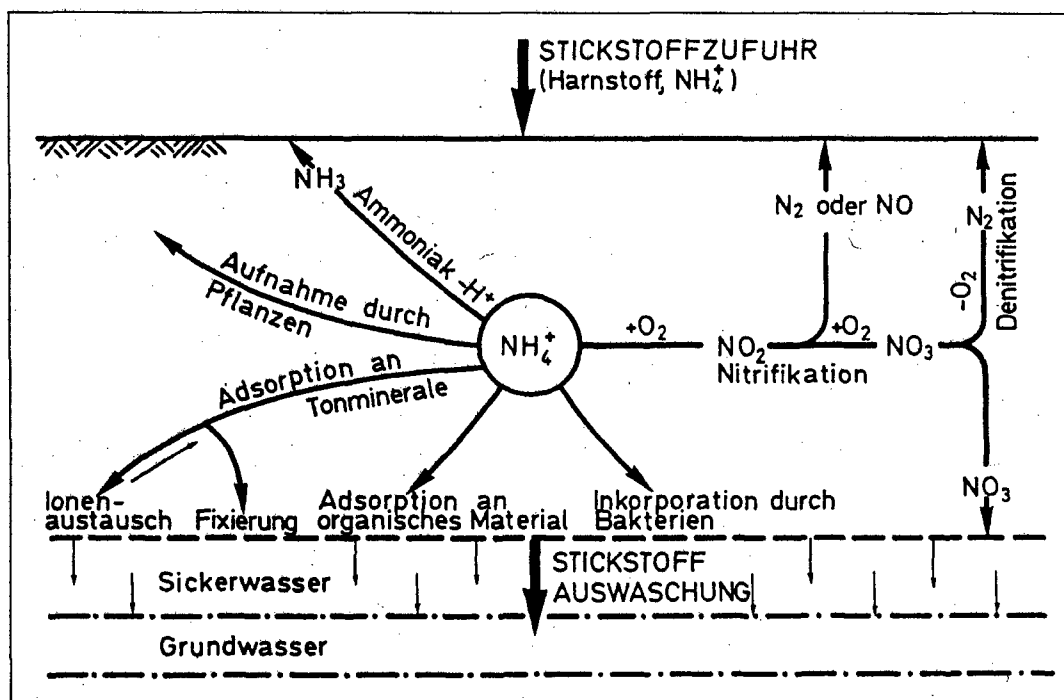


Bild 13: Dynamik des Stickstoffs im Boden (ORTH&EBERS, 1988).

Bild 14 veranschaulicht die Ergebnisse der Lysimeterversuche von RETTINGER (1991) für die Stoffumsetzung von Stickstoff in unterschiedlichen Bodenarten. In allen Bodenarten erfolgte eine fast vollständige Nitrifikation des reduzierten Stickstoffs. Im schluffigen Boden wurde der oxidierte Stickstoff an Tonmineralen adsorbiert. Daraus resultierten geringere Konzentrationen an Nitrat im Ablauf des Bodenmonolithen Schluff.

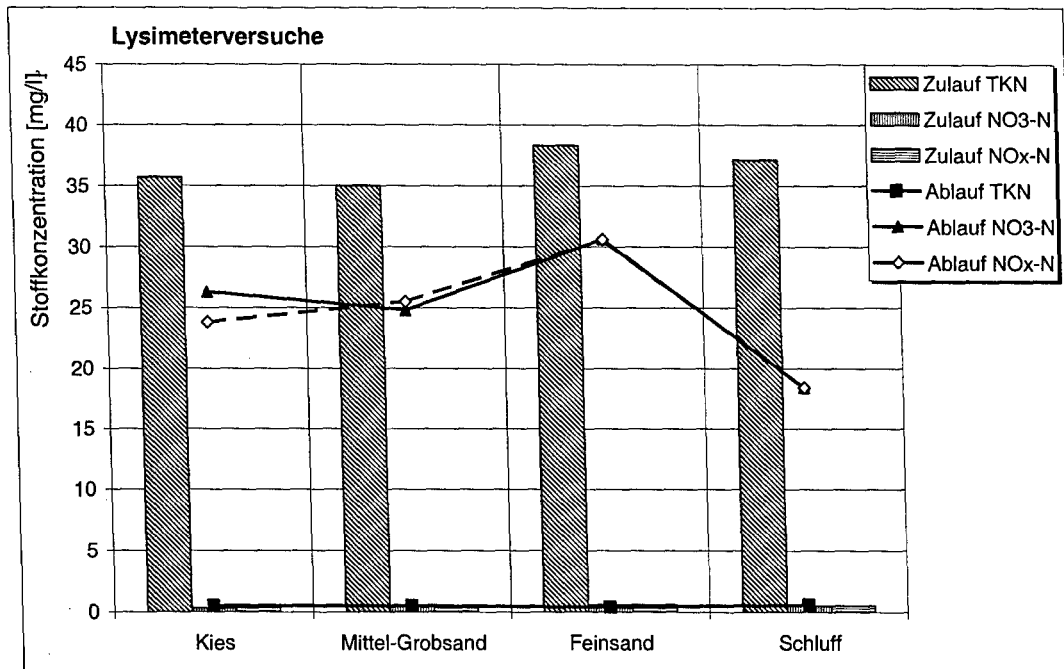


Bild 14: Auswertung von Lysimeterversuchen an Bodenmonolithen für TKN, NO<sub>3</sub>-N und NO<sub>x</sub>-N nach RETTINGER (1991).

In Bild 15 ist der Verlauf der Stickstoffumsetzung in Abhängigkeit von der Tiefe dargestellt. Der Rückgang der TKN-Konzentration ist hauptsächlich auf Umwandlungsprozesse durch Nitrifikation zurückzuführen. Der gesamte reduzierte Stickstoff wird überwiegend oxidiert.

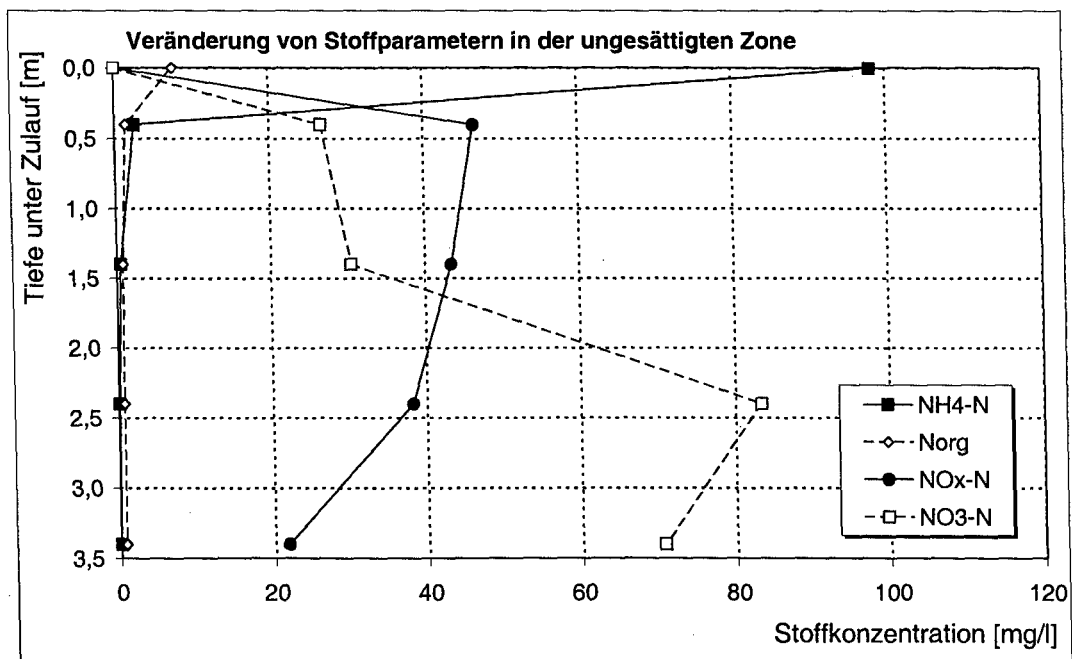


Bild 15: Verlauf der Stickstoffreduktion und -oxidation bei einer Untergrundverrieselung nach RETTINGER (1991).

Deutlich wird, dass analog zu den Ergebnissen mit organischen Stoffen die Oxidation von reduziertem Stickstoff im oberen Bereich der Sickerstrecke (0 – 30 cm) erfolgt.

Untersuchungen zum Verhalten der Stickstoffdynamik bei der Untergrundverrieselung mit veränderlichem Zulauf zeigten, dass mit zunehmender Versickerungstiefe die TKN-Konzentration unabhängig von einer eventuell schwankenden Zulaufbelastung war (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992). Reduzierter Stickstoff wurde während dem Abwasserzulauf im Biofilm zwischengelagert. Die mobilen Nitrationen wurden während der Trockenphase in den oberen Bodenzonen gebildet und bei stärkerem Abwasserzulauf nach unten verfrachtet. Der Rückgang von Nitrat ab 2,50 m unter Zulaufebene war auf Verdünnung durch Niederschlagswasser zurückzuführen (Bild 15).

### 3.2.3 Schwermetalle

Schwermetalle liegen überwiegend in Form un- oder schwerlöslicher Verbindungen bzw. an suspendierte Stoffe gebunden vor. Dadurch werden sie durch die Filterwirkung des Bodens wirkungsvoll zurückgehalten. Reduzierte Eisen- und Manganoxide werden oxidiert und ausgefällt. Dabei kommt es zu einer Mitfällung und Adsorption von Schwermetallen. Die Bindungskapazität von Schwermetallen im Boden wird bestimmt durch den Anteil an organischen Stoffen und Tonmineralen. So sind Schwermetalle in tonhaltigen Böden weniger mobil als in sandigen Böden. Bei einer dauerhaften Belastung des Bodens kann es jedoch zu einer Absättigung durch Belegung der Adsorptionsplätze und damit zu einem eingeschränkten Rückhaltevermögen kommen.

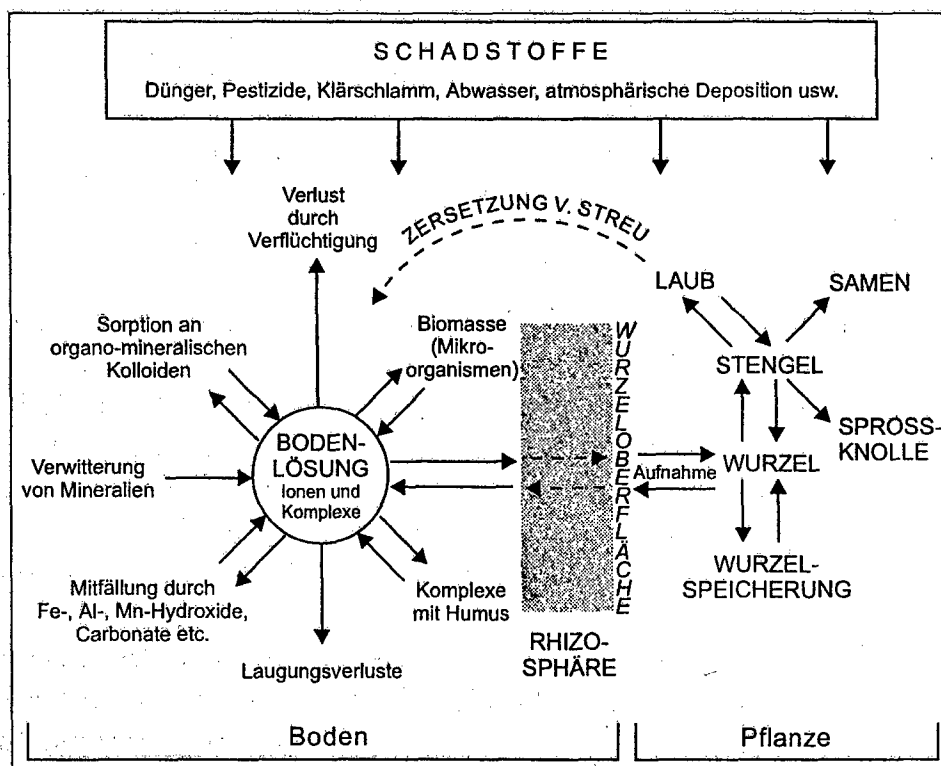


Bild 16: Dynamik von Schwermetallen im Boden (ALLOWAY, 1999).



Bild 17 zeigt die Ablaufkonzentration von Kupfer (Cu) und Zink (Zn) in Abhängigkeit von der Zulaufkonzentration in vier verschiedenen Böden auf. Deutlich zu erkennen ist für Cu und Zn die abnehmende Ablaufkonzentration in der Reihenfolge Kies > Mittel-Grobsand > Feinsand > Schluff was mit dem steigenden Feinkornanteil und der damit verbundenen größeren adsorptiven Oberfläche, dem verstärkten Auftreten von organischen Substanzen und von pedogenen Sesquioxiden, die wichtige Bindungspartner für Schwermetalle darstellen (DVWK, 1988) sowie dem niedrigeren Porenvolumen (kleiner  $k_f$ -Wert), was mit einer einhergehenden langsameren Perkolation des Abwassers zusammenhängt. Die größere Ablaufkonzentration von Zn im Schluff gegenüber der von Feinsand kann mit der höheren Zulaufkonzentration erklärt werden.

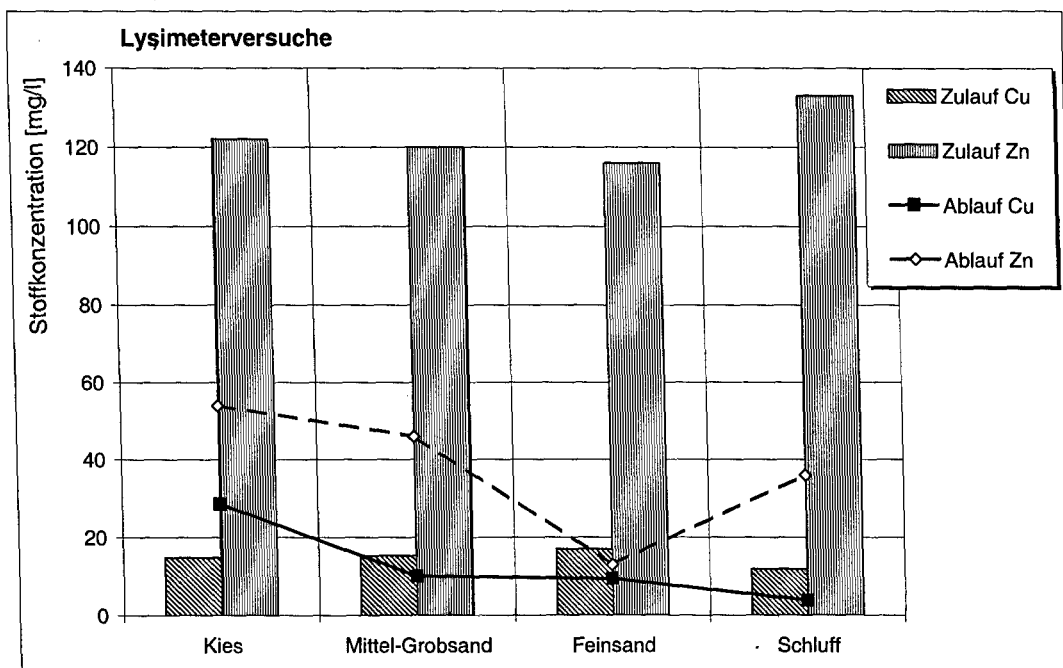


Bild 17: Auswertung von Lysimeterversuche an Bodenmonolithen für Cu und Zn nach RETTINGER (1991).

Durch Kationenaustausch werden Schwermetalle und andere Kationen in Abhängigkeit ihrer Wertigkeit und hydratisierten Durchmessers zurückgehalten und gleichzeitig leichtlösliche Alkali- und Erdalkalikationen freigesetzt. Diese passieren, wie auch Bor und Anionen, den Boden nahezu unverändert und werden mit dem Grundwasser verfrachtet. Die Löslichkeit der Schwermetallverbindungen sind stark abhängig vom pH-Wert. Bei einer Versauerung steigt die Löslichkeit der Schwermetallverbindungen an.

DAVIDS&WILDERER (1996) ergänzten die Ergebnisse von RETTINGER (1991) mit weiterführenden Versuchen, mit dem Ziel die Schwermetallakkumulation und -remobilisierung aus abwasserbelasteten Böden infolge von Milieuänderungen in verschiedenen Böden zu bewerten. Die Untersuchungen bestätigten die Ergebnisse von RETTINGER (1991), dass sich im ausbildenden Biofilm Schwermetalle anreichern. In Bild 18 ist die Konzentrationsveränderung von Cu und Zn unterhalb der Abwassereinleitung dargestellt.

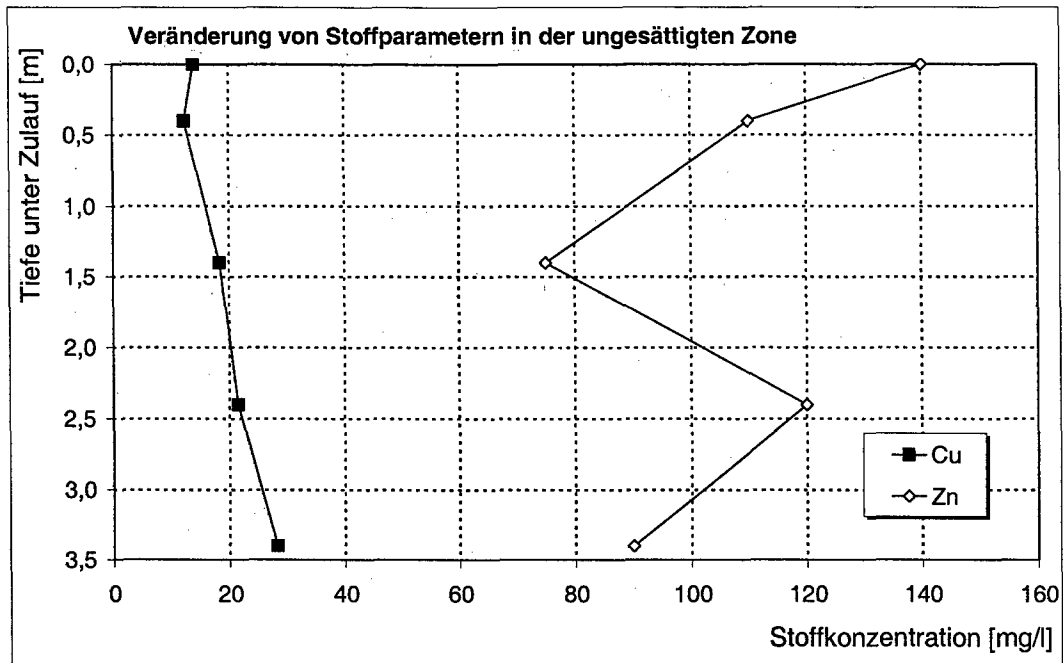


Bild 18: Verlauf der Konzentrationsverteilung von Cu und Zn über die Bodentiefe nach RETTINGER (1991).

Durch eine Erhöhung der hydraulischen Belastung kam es nach DAVIDS&WILDERER (1996) zu einer Absättigung und zu einer Verfrachtung in tiefere Bodenschichten. Für *Feinsand* wurde in der Reihenfolge  $Cd > Pb > Zn > Cu$  abnehmende Mobilität der Schwermetalle gefunden. Cadmium wies starke Ausspülungen mit dem Sickerwasser auf, Zink zeigte wenig Veränderungen in seiner Tiefenlage. Kupfer, Chrom und Blei wurden in den oberen Tiefenschichten abgereichert und in tieferen Bodenschichten wieder angereichert.

Im *Grobsand* wurden die Schwermetalle in der Reihenfolge  $Zn > Pb > Cd > Cr$  mobilisiert. Im Tiefenprofil des Grobsandlysimeters zeigten Cd und Zn eine gleichmäßige Verteilung auf, Cu und Pb wurde in tiefere Bodenschichten verlagert. Die unterschiedlich hohe Mobilität der Schwermetalle hängt von der Stärke ihrer Bindung an den jeweiligen Bindungspartner ab (DAVIDS&WILDERER, 1996).

In den Bodenproben des Feinsandes traten höhere Schwermetallkonzentrationen auf als im Grobsand, was auf die höhere Bindungskapazität hinweist. Parallel dazu waren die Schwermetallgehalte im Ablauf des Grobsandlysimeters höher als die des Feinsandlysimeters.

## 4 Untersuchungen zur quantitativen Abwasserexfiltration aus beschädigten Kanälen

### 4.1 Untersuchungen an der RWTH Aachen

An der RWTH Aachen wurden Labor- und Feldversuche, zur quantitativen Erfassung der aus undichten Abwasserkanälen exfiltrierten Abwassermenge, durchgeführt (DOHMANN, 1994), (DECKER&MENZELBACH, 1995), (DECKER, 1997). Gemessen wurde die Exfiltrationsmenge von Reinwasser aus einem Rohr ohne und mit Bettung, von Abwasser aus einem Rohr mit definierter Schadensgröße und an einem real beschädigten Rohr. Die Randbedingungen für die einzelnen Versuche sind in Tabelle 6 zusammengefasst.

Tabelle 6: Zusammenstellung der Versuchsparmeter nach DOHMANN (1994).

	Untersuchung 1	Untersuchung 2	Untersuchung 3
Rohr	DN 200	DN 200	DN 200, DN 300
Fluid	Reinwasser	Reinwasser	Abwasser
Bettungsmaterial (U, $k_f$ )	ohne	Sand (SE; $U=3,1$ ; $k_f=5,7 \cdot 10^{-4}$ m/s)	Sand (SE; $U=3,1$ ; $k_f=5,7 \cdot 10^{-4}$ m/s)
Rissbreite	1 – 4 mm	4 mm	1 – 4 mm
Füllhöhe	1/4-, 1/2-, 3/4- und Vollfüllung		

Die Untersuchungen der Exfiltrationsrate von Reinwasser aus einem nicht gebetteten Rohr mit definiertem Schaden ergaben, dass diese von der Rissbreite und der Druckhöhe abhängt. Mit zunehmender Druckhöhe und größer werdender Rissbreite nahm die Exfiltrationsrate exponentiell zu.

Mit einer Sandbettung war die Exfiltration einer zeitlichen Änderung unterworfen. Das Maximum der Exfiltrationsmenge wurde in den ersten 20 Minuten beobachtet, und fiel innerhalb weniger Stunden stark ab. Ursache hierfür war eine Verringerung der Durchlässigkeit des Bodens aufgrund der Umlagerung von Feinkorn in die vorhandenen Poren. Eine zeitlich begrenzte Veränderung der Fließtiefe hatte keinen Einfluss auf die sich mit der Zeit einstellende Exfiltrationsrate. Die Exfiltrationsrate stieg zwar bei einer Druckerhöhung kurzzeitig an, fiel aber innerhalb von einem Tag wieder auf die ursprüngliche Rate ab. Der zeitliche Verlauf der Exfiltrationsmessung mit Reinwasser unter veränderlichen Druckhöhen ist in Bild 19 zu sehen.

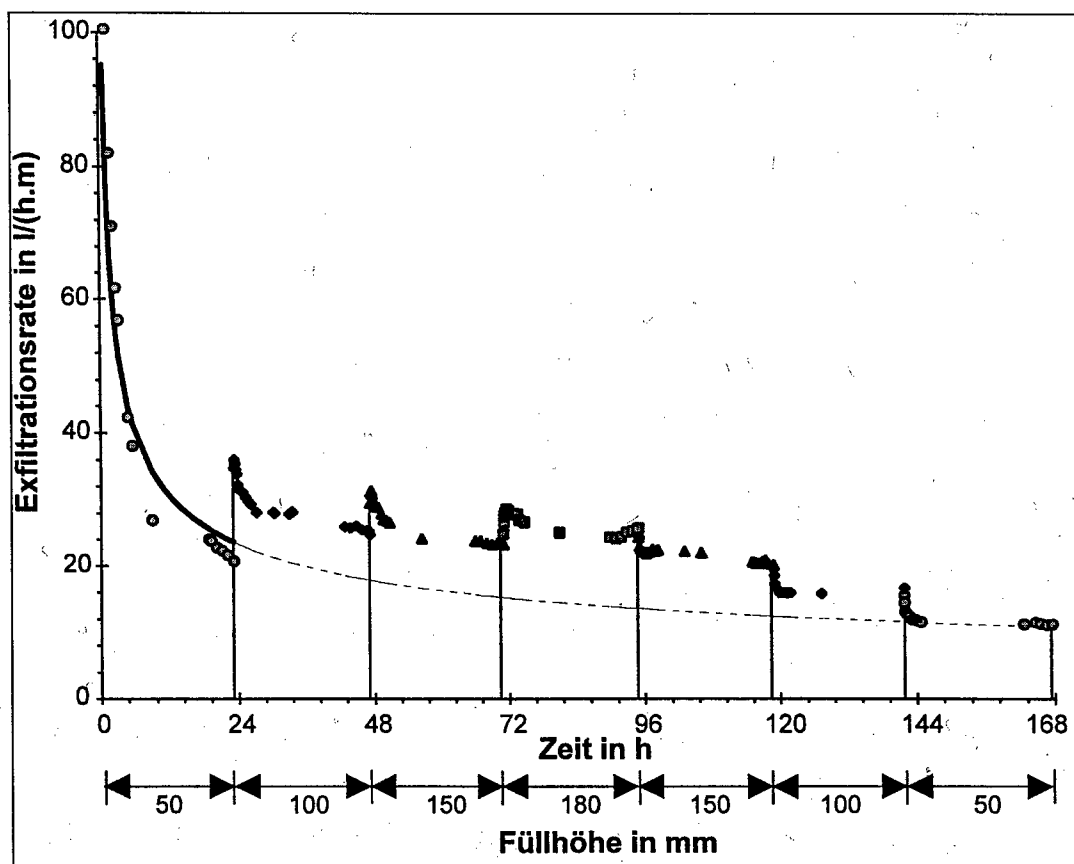


Bild 19: Verlauf einer Exfiltrationsmessung mit Reinwasser an einem eingebetteten Rohr nach DOHMANN (1994).

Die Untersuchungen mit Abwasser unterschieden sich von denen mit Reinwasser in der Höhe der Absolutmenge und dem zeitlichen Verlauf der Exfiltration. Die Exfiltrationsrate war wesentlich niedriger. Bei dieser Versuchsreihe wurde auch die Füllhöhe im Kanal verändert. Die Ergebnisse waren analog zu den Versuchen mit Reinwasser und sind in Bild 20 dargestellt.

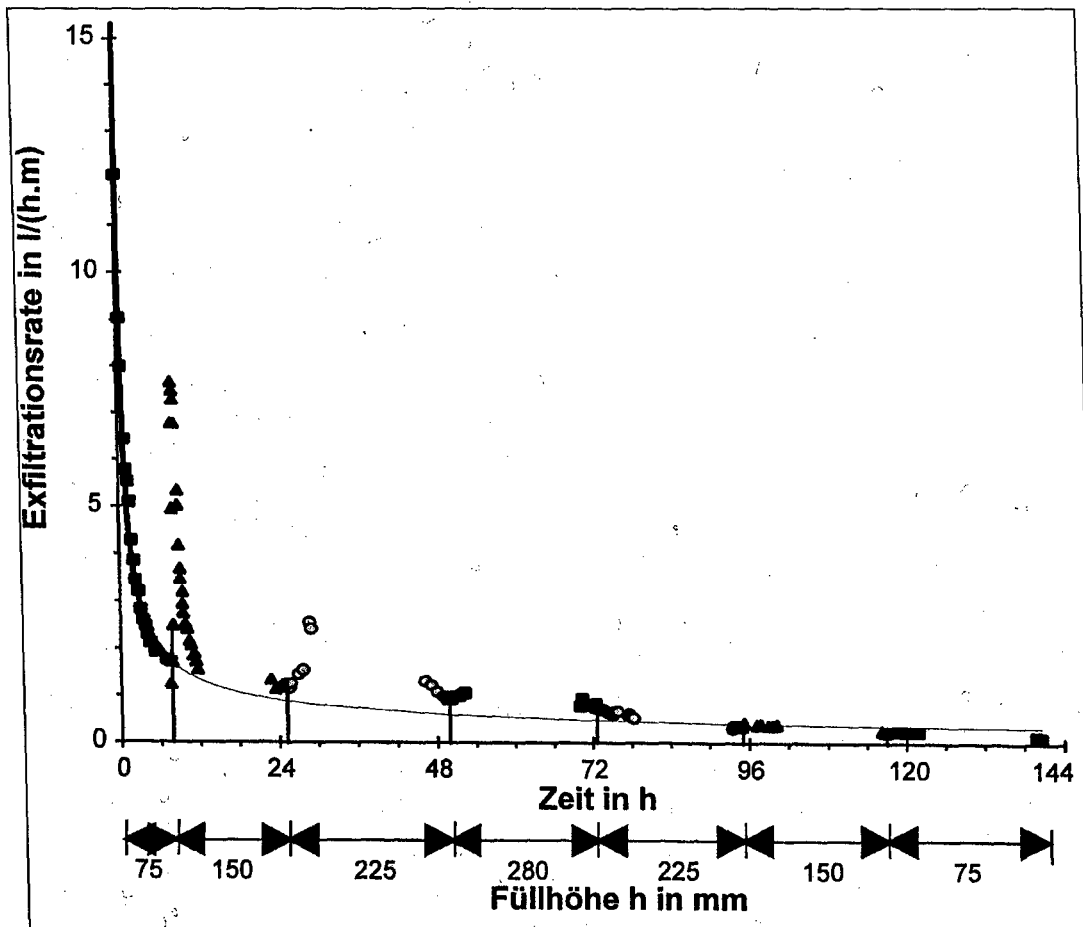


Bild 20: Verlauf einer Exfiltrationsmessung mit *Abwasser* an einem eingebetteten Rohr nach DOHMANN (1994).

Die im Abwasser vorhandenen Feststoffpartikel setzten sich im Rohrschaden fest und reduzierten dadurch den Schadensquerschnitt. Durch Gefügeumlagerungen im Boden und auftretender innerer Kolmation kam es zu einer Querschnittsreduzierung der Sickerporen und damit zu einer Verringerung der Durchlässigkeit des Bodens. Die gemessenen Endwerte nach 24 Stunden sind in Bild 21 dargestellt.

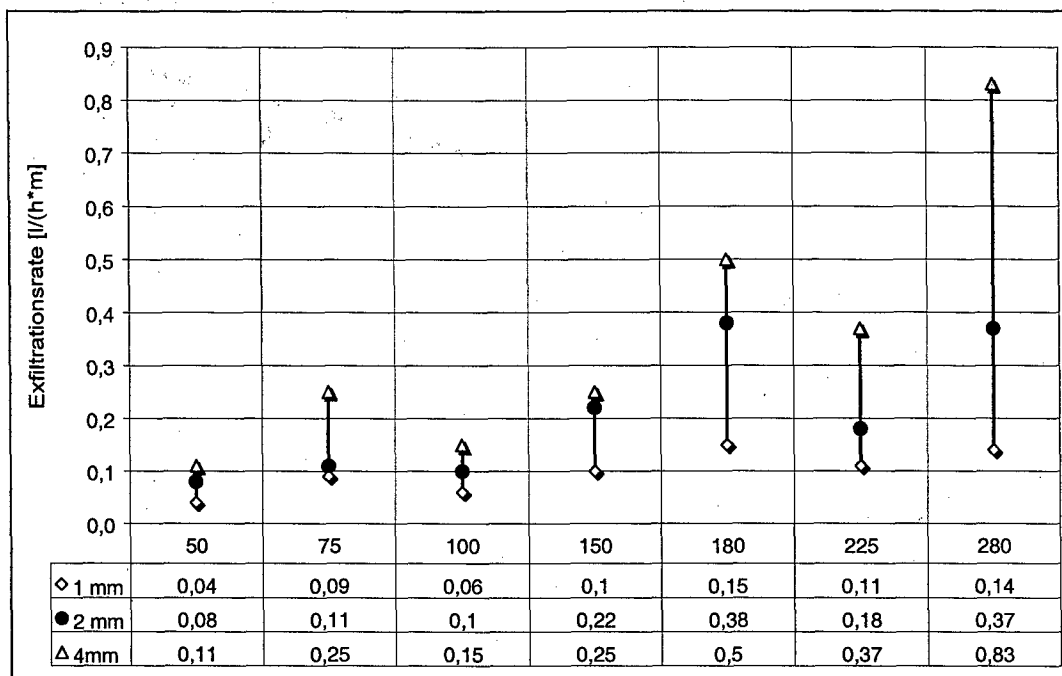


Bild 21: 24 Stunden Endwerte der Abwasserexfiltration [ $l/(h \cdot m)$ ] bei unterschiedlichen Rissbreiten [mm] und Füllhöhen [mm] (DOHMANN, 1994).

Die Messwerte können auf den Leakage Faktor L umgerechnet werden (s. Gl. 3). Dieser ist in Tabelle 7 als Minimum, Mittelwert und Maximum der festgestellten Exfiltrationsraten angegeben.

Tabelle 7: Berechnung des minimalen, mittleren und maximalen Leakage Faktor L aus den gemessenen Exfiltrationsmengen nach (DOHMANN, 1994).

	Leakage Faktor L [1/s]
Minimum	0,0001042
Mittelwert	0,0001851
Maximum	0,0003333

In-situ Messungen der Exfiltration von kommunalen Abwasser an einer Großversuchsanlage zeigten, dass eine messbare Exfiltration erst ab einer Druckhöhe von 150 mm, entsprechend einer Halfüllung des Rohres auftrat. In Bild 22 ist dafür beispielhaft die Exfiltration aus einem Steinzeugrohr DN 300 mit Scherbenbruch dargestellt.

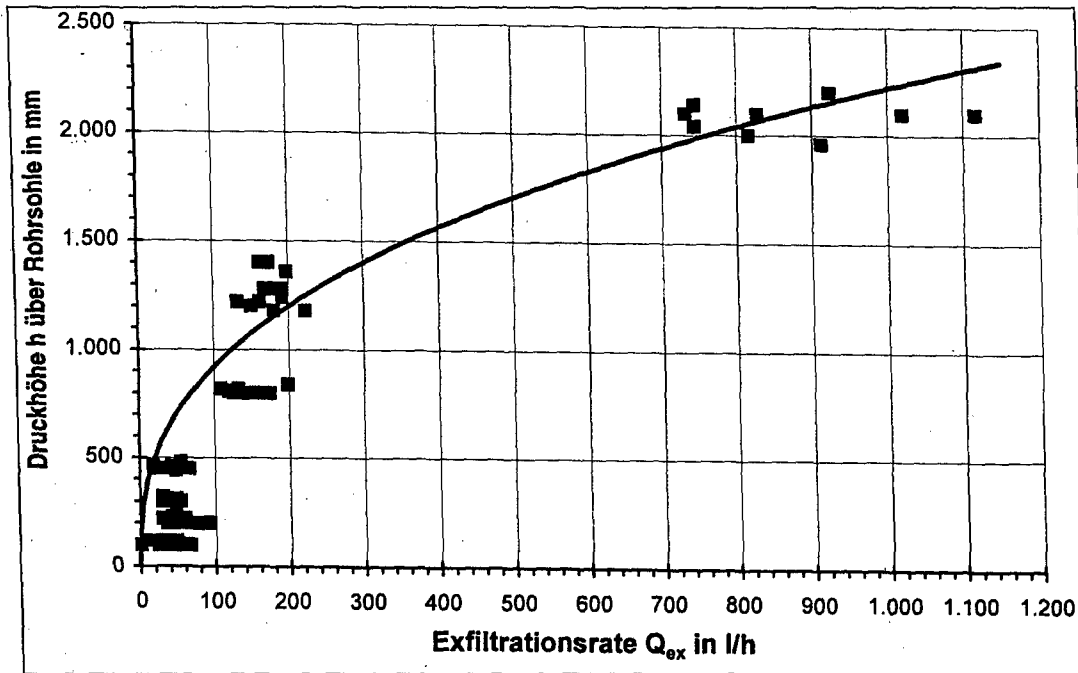


Bild 22: Exfiltrationsrate einer undichten Rohrverbindung (Stz, DN 300) im nicht bindigen Boden (Kies, Sand) nach DOHMANN (1994).

Die Exfiltration stieg zuerst langsam und dann linear an. Dies war auf eine temporäre Abdichtung zurückzuführen, die nach einer Drucksteigerung aufbrach und so zu einer höheren Abwassermenge führte, die ins Erdreich exfiltrierte. Während einer Versuchsdauer von 200 Tagen wurde bei einer Muffendichtung ein sich wiederholendes Aufbrechen und Abdichten des Schadenquerschnitts, entsprechend den hydraulischen Verhältnissen im Kanal beobachtet (HARTMANN, 1996). Eine vollständige Abdichtung des Systems erfolgte nicht.

Kanäle, die im Schwankungsbereich des Grundwassers liegen, weisen demnach eine höhere Exfiltrationsrate auf. Die in die Poren des Bodens eingesickerten Feinteile werden bei sich ändernden Grundwasserständen ausgespült, und dadurch die Durchlässigkeit des Bodens erhöht.

## 4.2 Untersuchungen an der Universität Innsbruck

An der Universität Innsbruck wurden Messungen zur Exfiltration von Abwasser an mehreren Modellen durchgeführt (RAUCH&STEGNER, 1994), (STEGNER, 1995). Variiert wurden der Rohrdurchmesser von 50 mm bis 500 mm, der Durchfluss von 0,3 bis 4,0 l/s, die Fließtiefe von 20 bis 120 mm und der Feststoffgehalt von 2 bis 14 ml/l. Außerdem wurden die Bettungsbedingungen verändert. Als Bettungsmaterial wurde ein Quarzsand der Korngruppen 0/3, 1/4 und Kalkschotter der Korngruppen 2/4, 4/8 verwendet. Die wichtigsten bodenmechanischen Kennwerte der verwendeten Böden sind in Tabelle 8 aufgelistet.

Tabelle 8: Zusammenstellung der verwendeten Bettungsmaterialien.

Boden	Quarzsand (0/3)	Quarzsand (1/4)	Kalkschotter (0/3)	Kalkschotter (1/4)
Bezeichnung	ZE 30	SG 1-4	P 2-4	P 4-8
Ungleichförmigkeit U	1,86	1,77	1,65	1,47
Durchlässigkeit $k_f$	$4 \cdot 10^{-3}$ m/s	$6 \cdot 10^{-3}$ m/s	$5,8 \cdot 10^{-2}$ m/s	$1,75 \cdot 10^{-1}$ m/s

Untersucht wurde die Exfiltrationsrate pro Zeiteinheit in Abhängigkeit vom Bettungsmaterial, dem Feststoffgehalt, der Fließtiefe, der Fließgeschwindigkeit und der Schadensgröße. Für die Versuche wurde kommunales Abwasser verwendet.

Die Untersuchungen zeigten die Abhängigkeit der Exfiltrationsrate von der Durchlässigkeit der Bettungsschicht auf. Zu Beginn der Messungen war die Exfiltrationsrate sehr hoch, wobei diese bei durchlässigeren Böden stärker ausgeprägt war als bei Böden mit einem niedrigeren Durchlässigkeitsbeiwert. Die Exfiltration nahm mit der Zeit kontinuierlich ab, bis sich nach ca. einer Stunde ein Gleichgewicht eingestellt. Die Messergebnisse in Abhängigkeit von der Zeit und dem verwendeten Bettungsmaterial sind in Bild 23 dargestellt.

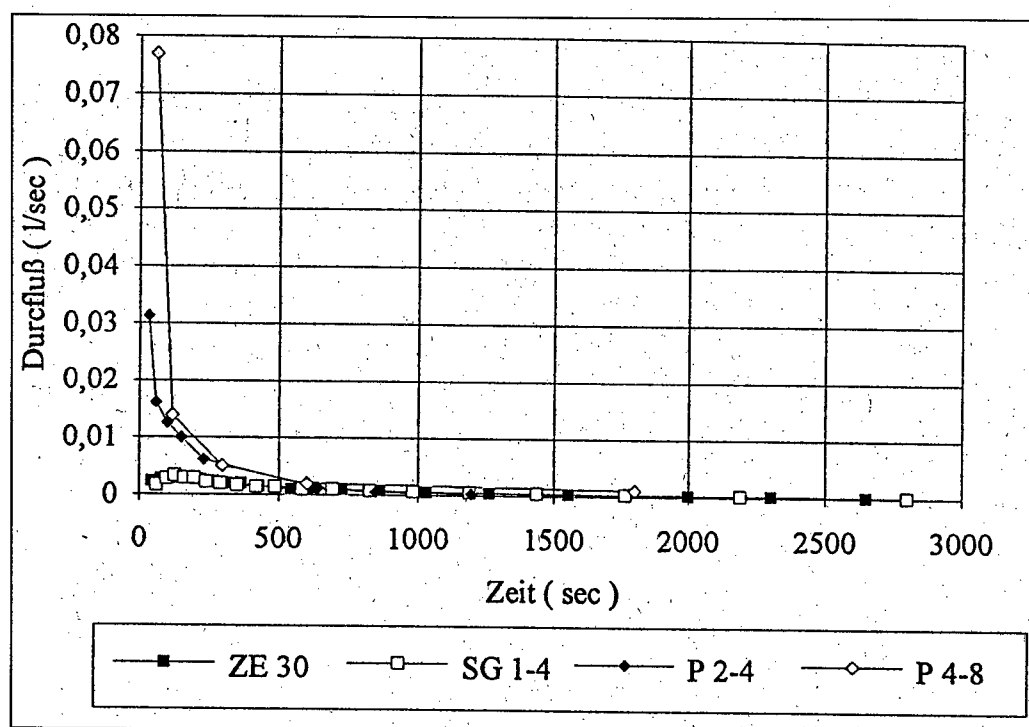


Bild 23: Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Exfiltration bei unterschiedlichen Böden (STEGNER, 1995).

Messungen mit unterschiedlichen Feststoffgehalten ergaben eine deutliche Abhängigkeit der Menge des exfiltrierten Abwassers vom Feststoffgehalt. Je weniger Feststoffe im Abwasser enthalten waren, um so mehr Abwasser wurde in den Boden exfiltriert (Bild 24). Die Dauer der Ausbildung einer exfiltrationshemmenden Kolmationsschicht war abhängig vom Feststoffgehalt.



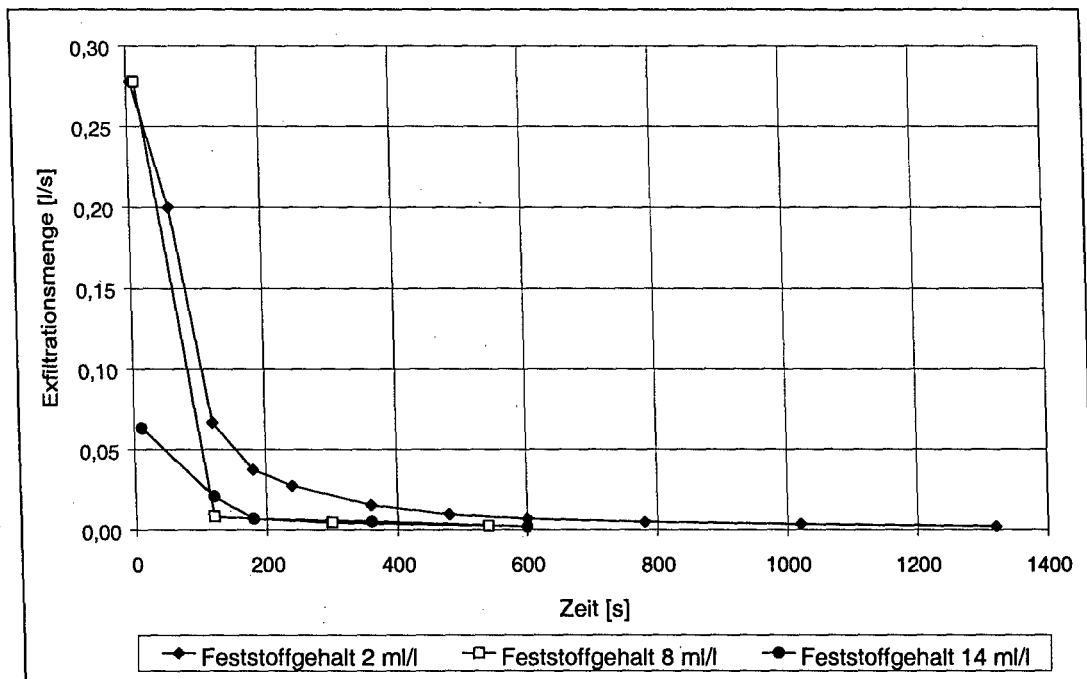


Bild 24: Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Exfiltration bei unterschiedlichen Feststoffgehalten (STEGNER, 1995).

Die Untersuchungen zeigten keinen Einfluss der Fließtiefe des Abwassers im Kanalrohr im Bereich von 0 bis 12 cm auf die Exfiltrationsmenge auf. Diese Aussage ist auf die Praxis nur übertragbar, wenn vergleichbare Bedingungen (Fließtiefe, Feststoffgehalt, Rohrbettung) vorliegen.

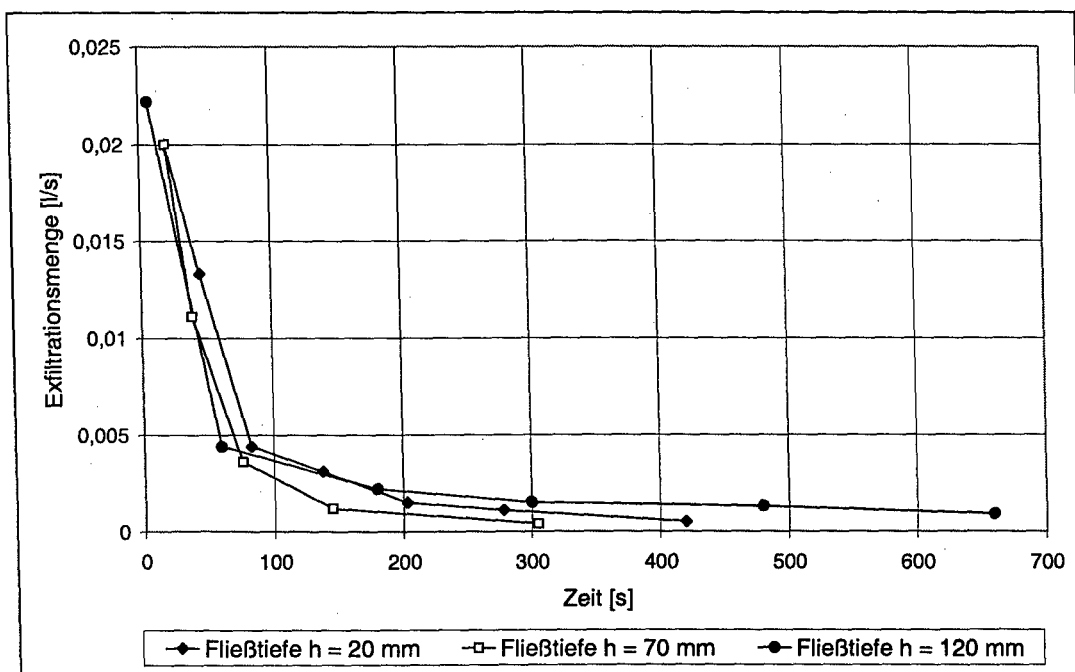


Bild 25: Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Exfiltration bei unterschiedlichen Fließtiefen nach STEGNER (1995).

Die Fließtiefe ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit. Die Messungen verdeutlichten, dass eine Erhöhung der Geschwindigkeit, korrespondierend der eingestellten Fließtiefe, eine Kolmation nicht beeinträchtigte. Das Gleichgewicht der Exfiltrationsrate wurde jedoch bei einer geringeren Fließtiefe zeitlich früher erreicht.

Eine Auswertung der Messergebnisse nach dem Leakage Faktor  $L$  ergaben, dass die Abnahme der Exfiltrationsrate bzw. des Leakage Faktors  $L$  mit der Zeit, vom Feststoffgehalt im Abwasser und von der Durchlässigkeit des vorhandenen Bodens abhängte. Die Schadensgröße hatte nach den Untersuchungen von STEGNER (1995) für Schadensgrößen kleiner  $30 \text{ cm}^2$  keinen wesentlichen Einfluss auf die Menge des exfiltrierten Abwassers. Der minimale Leakage Faktor nach maximal einer Stunde Exfiltration lag zwischen 0,001 und 0,01  $1/\text{s}$ .

## 5 Untersuchungen zur qualitativen Abwasserexfiltration aus beschädigten Kanälen

### 5.1 Untersuchungen am Umweltbundesamt Berlin

#### 5.1.1 Vorgehensweise

Durch das Umweltbundesamt Berlin wurden an sieben ausgewählten Fallbeispielen Untersuchungen zur Auswirkung von exfiltriertem Abwasser aus beschädigten Kanälen auf den Untergrund und das Grundwasser untersucht (HAGENDORF&CLODIUS, 1994). Die Fallbeispiele wurden so gewählt, dass unterschiedliche Schadensarten nach ATV-MERKBLATT M 143 (1998) die den Schadensklassen von 0 bis 4 nach ATV-ARBEITSBLATT A 149 (1998) zugeordnet werden konnten, vorhanden waren. Die Bodenverhältnisse reichten von Sand, tonig (S, t) mit einem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  von  $1 \cdot 10^{-8}$  bis Kies, sandig (G, s) mit einem Durchlässigkeitsbeiwert  $k_f$  von  $1 \cdot 10^{-3}$ . An diesen ausgewählten Fallbeispielen wurden 0 bis 10 cm und 10 bis 20 cm unterhalb der Rohrsohle Proben genommen. In einer Tiefe von 20 bis 100 cm unter Rohrsohle wurden Mischproben gewonnen. Zusätzlich wurden Grundwasserproben über abstromige Grundwassermessstellen entnommen, um die Beeinflussung des Grundwassers durch exfiltriertes Abwasser dokumentieren zu können.

Zur Einschätzung der Umweltgefährdung durch Abwasserinhaltsstoffe wurden Substanzen betrachtet, die sich hinsichtlich ihres Verhaltens im Boden unterscheiden in

- Biologisch abbaubare und transformierbare Stoffe (CSB, BSB<sub>5</sub>, TOC/DOC, NH<sub>4</sub>)
- Relativ immobile Stoffe (PO<sub>4</sub>, Mn, Fe, Al, Ba, Cr, Co, Ni, Cu, Zn, Cd, Pb, AOX)
- Relativ mobile Stoffe (Cl, SO<sub>4</sub>, NO<sub>3</sub>, B, Na, K, Mg, Ca)

Zur Beurteilung des Untergrundes wurden die Korngrößenverteilung, der Durchlässigkeitsbeiwert, der Wassergehalt des Bodens und der organische Kohlenstoff (C<sub>org</sub>) bestimmt.

Die Gesamtauswertung setzte sich zusammen aus

- dem stoffbezogenen Nachweis (Leitparameter)
- dem schadensbezogenen Nachweis (Einteilung der Kanalschäden in die Zustandsklassen 0 bis 4 nach ATV-MERKBLATT M 149 (1998): 0 = sofort, 1 = kurzfristig, 2 = mittelfristig, 3 = langfristig, 4 = kein Handlungsbedarf)
- der Infiltrationstiefe im Sediment
- dem Einfluss auf das Grundwasser
- der Umweltrelevanz der Stoffkonzentration (Vergleich mit Richt- und Grenzwerten für Boden/Grundwasser)

Als Leitparameter zum Nachweis von Abwasserexfiltrationen wurden im Bodeneluat die Leitfähigkeit, der gelöste organische Kohlenstoff (DOC), Ammonium sowie Kalium und Magnesium verwendet, da diese Parameter in allen untersuchten Fällen auftraten (HAGENDORF&CLODIUS, 1994). Im Sediment des Bodens wurden Blei, Kupfer und Zink ver-

wendet, da diese sowohl im häuslichen als auch im industriellen Abwasser auftraten und sich deutlich in der Infiltrationszone des Sediments anreicherten.

### 5.1.2 Ergebnisse

Der schadensbezogene Nachweis gelang bei den untersuchten Fallbeispielen für fast alle Schäden der Klasse 0 und 1 in der Kanalsohle. Für die Schadensklasse 2 in der Kanalsohle gelang der Nachweis, jedoch war die untersuchte Schadensanzahl sehr gering. Widersprüchliche Ergebnisse lieferten Schäden der Klasse 3 in der Rohrsohle. Lageabweichungen der Schadensklasse 3 und 4 führten zu keiner Veränderung der Konzentrationsverhältnisse unterhalb der Kanalsohle, der Nachweis verlief negativ, die Schäden konnten durch die Leitparameter im Sediment nicht nachgewiesen werden.

Die Infiltrationstiefe im Sediment betrug meist nur wenige Zentimeter bis 10 cm unterhalb der Schadensstelle, da durch die Exfiltration organischer Abwasserinhaltsstoffe eine Schicht mit hoher biologischer Aktivität entstand, die zum einen zum Abbau der Schadstoffe beitrug, zum anderen für hohe Adsorptionskapazität sorgte und Schadstoffe entsprechend retardierte. In größeren Tiefen wurden Konzentrationserhöhungen nur nachgewiesen, wenn der anstehende Boden eine höhere Durchlässigkeit besaß.

Einen Einfluss auf das Grundwasser durch die Abwasserexfiltration war in den untersuchten Fällen nicht nachweisbar, konnte aber unter ungünstigeren Bedingungen (höhere Exfiltrationsraten, durchlässigerer Untergrund usw.) nicht ausgeschlossen werden (HAGENDORF&CLODIUS, 1994).

Zusammenfassend wurde festgestellt, dass ausgehend von den Leitparametern überwiegend Schäden der Klassen 0 bis 2 zu Veränderungen des Untergrundes und zu Konzentrationserhöhungen führten. Umweltrelevante Konzentrationserhöhungen waren hauptsächlich auf die unmittelbare Umgebung (0 cm bis 10 cm) begrenzt. Aus den Ergebnissen der Untersuchungen wurde gefolgert, dass messbare Einträge in das Grundwasser auszuschließen sind, wenn

- Feinsande (Ton bis Feinsand) mit Mächtigkeiten größer als 1 m zwischen Kanal und der gesättigten Zone vorhanden sind
- Schäden der Klasse 4 und überwiegend auch der Klasse 3 vorliegen
- Schäden in Kämpfer und Scheitel vorliegen (bei normalen Betriebsbedingungen oder bei nur temporären Rückstausituationen)

Messbare Einträge ins Grundwasser sind wahrscheinlich, wenn

- der Untergrund aus Grobsand oder Kies besteht
- Schäden der Klasse 0 bis 2 an der Rohrsohle vorliegen
- der Abstand der Grundwasseroberfläche zur Rohrsohle kleiner 200 cm beträgt
- Abwasser gefährliche Stoffe aus Industrie/Gewerbe enthält

Die Umweltrelevanz der Stoffkonzentrationen wurde durch den Vergleich mit Richtwertlisten zur Bewertung von Bodenverunreinigungen (Kloke-Liste, Eikmann-Kloke-Liste, Holland-Liste usw.) eingeschätzt. Im Sediment direkt unterhalb der Schadensstelle (0-10 cm)

wurden in 0 % bis 30 %, zum Teil auch bis 40 % der Fälle Überschreitungen der tolerierbaren Gehalte nach KLOKE-LISTE (1993) bzw. der Grundwerte nach EIKMANN-KLOKE-LISTE (1994) ermittelt. Für Blei und Kupfer wurden punktuell Schadstoffgehalte oberhalb des B-Wertes der HOLLAND-LISTE (1994) ermittelt. Die B- und C-Werte sind Prüfwerte für verunreinigte Böden (Schwellen- und Grenzwerte) und schließen Handlungsempfehlungen für weitere Untersuchungen ein. In Tiefen zwischen 20 bis 100 cm wurden keine oder vernachlässigbare Gehalte oberhalb der häufig vorkommenden Konzentrationen (KLOKE-LISTE, 1993) ermittelt. Die Probenanzahl innerhalb dieser Tiefen war jedoch nicht so umfangreich wie die direkt unterhalb der Schadensstelle.

Im Eluat der Proben (0 cm bis 10 cm) überschritten die Mangan- und Ammoniumgehalte in bis zu 90 % der Fälle die Richtwerte der Hessischen Verwaltungsvorschrift für die Entsorgung von unbelastetem Erdaushub und unbelastetem Bodenaushub (HESSISCHES MINISTERIUM FÜR UMWELT UND REAKTORSICHERHEIT, 1990). Bei Abwässern aus Industrie- und Gewerbegebieten traten Kupfer und Zink in 0 % bis 30 % der Proben in höheren Befunden auf. Das Eluat von Sediment unterhalb von 20 cm Tiefe wies keine stoffspezifischen Auffälligkeiten auf.

## 5.2 Untersuchungen in Braunschweig

Im Gegensatz zu den bereits aufgezeigten Untersuchungen durch das Umweltbundesamt Berlin wurden die Untersuchungen in Braunschweig (HARTMANN, 1996) an einem Versuchsstand mit zu Beginn genau definierten Versuchsbedingungen durchgeführt. Die Versuchsparameter sind in Tabelle 9 zusammengestellt.

Tabelle 9: Zusammenstellung der Versuchsbedingungen (HARTMANN, 1996).

Rohr	Muffe West	Riss West	Muffe Ost	Riss Ost
Boden	gS, ms,u', fs', fg' - Sandboden mit 7 % bindigem Anteil		S, u, mg' – Sandboden mit 18 % bindigem Anteil	
Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s] nach Hazen	$3 \cdot 10^{-4}$		-	
Schaden	fehlende Muffendichtung	Sohllängsriss (2 mm x 2 m)	fehlende Muffendichtung	Sohllängsriss (2 mm x 2 m)
Schadensgröße	100 – 183 cm <sup>2</sup>	40 cm <sup>2</sup>	100 – 183 cm <sup>2</sup>	40 cm <sup>2</sup>
Schadensklasse nach ATV-ARBEITSBLATT A 149	0	0	0	0

Die Versuchsanlage wurde mit häuslichem Abwasser und Mischwasser beschickt. Ein Vergleich der physikalisch-chemischen Parameter des Rohwassers mit Werten aus der Literatur belegte, dass das Abwasser als häusliches Schmutzwasser charakterisiert werden konnte.

Während des Versuchsbetriebes wurde täglich die Sickerwassermenge gemessen, die anschließend chemisch-physikalisch analysiert wurde. Mit Beendigung des Versuchsbetriebs nach 330 Tagen wurden Aufgrabungen durchgeführt und die entnommenen Bodenproben analysiert.

### 5.2.1 Sickerwassermenge

Die Messungen der Sickerwassermenge wurden durch während der Versuchsphase durchgeführte Exfiltrations- und Dichtheitsprüfungen und durch eingesickertes Niederschlagswasser verfälscht. Durch diese Fremdeinflüsse wurde eine größere Sickerwassermenge gemessen, diese konnte jedoch bereinigt werden. Das Sickerwasser wurde über Drainageleitungen gesammelt die in einer Tiefe von 80 bis 90 cm unterhalb der Kanalsohle angeordnet waren.

Tabelle 10: Zusammenstellung der Sickerwassermengen ohne Fremdeinflüsse (HARTMANN, 1996).

Schaden	Einheit	Muffe West	Riss West	Muffe Ost	Riss Ost
gesamte Sickerwassermenge	[l]	4037	86	436	455
durchschnittliche Sickerwassermenge	[l/d]	12,3	0,26	1,32	1,38

Die Sickerwassermengen aus dem Riss waren aufgrund der kleineren Austrittsfläche geringer als das aus der deutlich größeren Öffnung der fehlenden Muffendichtung. Nicht erklärt werden konnte die etwas höhere Exfiltrationsrate des Riss Ost bei einem bindigeren Boden im Vergleich zum Riss West. Bei normalen Betriebsverhältnissen konnte ein Selbstdichtungseffekt bei Rissen angenommen werden. Deutlich war vor allem aus den Exfiltrationsmessungen bei fehlenden Muffendichtungen zu erkennen, wie sich der Feinkornanteil des Bodens auf dessen Durchlässigkeit auswirkte.

### 5.2.2 Physikalisch-chemische Analysen

Analytische Voruntersuchungen zeigten auf, dass das Rohwasser wenig schwer abbaubare Abwasserinhaltsstoffe aufwies. Das Verhältnis CSB/BSB<sub>5</sub> im Rohwasser betrug 1,38. Nach BEVER et al. (BEVER, 1993) beträgt im kommunalen Abwasser das Verhältnis CSB/BSB<sub>5</sub> 1,5 bis 2.

#### BSB<sub>5</sub>, CSB, TOC und DOC

Die Werte der BSB<sub>5</sub>, CSB, TOC und DOC Messungen im Sickerwasser zeigten, dass im Vergleich zum Rohwasser eine Eliminationsleistung bis zu 98 % (BSB<sub>5</sub>) nach der Passage des exfiltrierten Abwassers durch den Bodenkörper erreicht wurde. Die Eliminationsleistung

erfolgte über die Versuchszeit gleichmäßig und unabhängig von der BSB<sub>5</sub> und CSB Konzentration des Rohabwassers.

Die Analyseergebnisse des TOC wiesen im Sickerwasser des Bodens mit geringeren bindigen Anteilen niedrigere Werte im Vergleich zum Boden mit höheren bindigen Anteilen auf. Grund hierfür war, dass im durchlässigeren Boden mehr gasförmiger oder gelöster Sauerstoff für die Umsetzung der Kohlenstoffverbindungen vorhanden war und deshalb eine bessere Reinigungsleistung erzielt wurde.

Tabelle 11: Mittelwerte der Analysen der Summenparameter unter Angabe der Elimination nach HARTMANN (1996).

Parameter	Einheit	Muffe West	Riss West	Muffe Ost	Riss Ost	Rohabwasser
BSB <sub>5</sub>	mgO <sub>2</sub> /l	<3,19	<3,0	<3,0	<4,5	233,5
<i>Elimination BSB<sub>5</sub></i>	%	99	99	99	98	
CSB	mgO <sub>2</sub> /l	<16,4	22,0	25,9	23,7	322,0
<i>Elimination CSB</i>	%	95	93	92	93	
TOC	mg/l	5,73	8,54	12,0	11,6	101,9
<i>Elimination TOC</i>	%	94	92	88	89	

Die Untersuchungen zeigten einen Eliminationsgrad von 88 % bis 99 % für BSB<sub>5</sub>, CSB und TOC auf. Bei der Passage des Sickerwassers durch den Bodenkörper kam es zu einem fast vollständigen Abbau von biologisch abbaubaren Substanzen. Nicht abbaubare Stoffe die durch die Summenparameter CSB und TOC mit erfasst werden, wurden im Boden immobilisiert.

**N<sub>ges</sub>**

Die festgestellte Eliminationsleistung für den Gesamtstickstoff im Sickerwasser war geringer als für den BSB<sub>5</sub>/CSB. Wiederum wies der besser durchlüftete, weniger bindigere Boden eine höhere Eliminationsleistung von N<sub>ges</sub> auf (Tabelle 12).

Tabelle 12: Mittelwerte der Analysen zur Beschreibung der Stickstoffumsetzung im Sickerwasser unter Angabe der Eliminationsleistung nach HARTMANN (1996).

Parameter	Einheit	Muffe West	Riss West	Muffe Ost	Riss Ost	Rohabwasser
N <sub>ges</sub>	mg/l	24,0	29,6	30,4	34,4	43,8
<i>Elimination N<sub>ges</sub></i>	%	45	32	31	21	
TKN	mg/l	2,84	1,89	3,49	1,85	49,1
NH <sub>4</sub> -N	mg/l	<0,1	<0,38	<0,14	<0,25	35,0
NO <sub>2</sub> -N	mg/l	<0,26	<0,18	<0,20	<0,17	1,3
NO <sub>3</sub> -N	mg/l	19,6	27,0	26,7	32,23	0,7

Die hohe Nitrat-Stickstoffkonzentration ( $\text{NO}_3\text{-N}$ ) und die niedrige Ammonium-Stickstoffkonzentration ( $\text{NH}_4\text{-N}$ ) wiesen auf eine im Boden ablaufende fast 100%-Nitrifizierung der im Sickerwasser gelösten organischen Stickstoffverbindungen hin. Aufgrund der niedrigen Ammonium-Stickstoffkonzentration über den gesamten Versuchsverlauf war von einer konstanten Nitrifikation und daher gleichmäßigen Abbauleistung für Ammonium-Stickstoff auszugehen. Die Nitrifikation setzte jedoch erst nach mehreren Versuchstagen ein.



## **6 Berechnung einer zulässigen messbaren Exfiltrationsrate aus beschädigten alten Grundleitungen**

### **6.1 Abflüsse**

Zur Berechnung einer zulässigen messbaren Exfiltrationsrate aus undichten Grundleitungen müssen zuerst die im täglichen Betrieb auftretenden Abflüsse und die korrespondierenden Fließtiefen bestimmt werden. Der Mischwasserabfluss setzt sich zusammen aus dem Schmutzwasserabfluss und dem Regenabfluss.

#### **6.1.1 Ermittlung wahrscheinlicher Abflussmengen**

##### **6.1.1.1 Schmutzwasser**

Zur Vereinfachung werden die Abflussmengen dem Wasserverbrauch gleichgesetzt. Über die Entwicklung des Wasserverbrauchs liegen zahlreiche Studien und Prognosen vor (BATELLE INSTITUT, 1972), (WINJE&IGLHAUT, 1983), (STATISTISCHE BERICHTE, 1995), (STRATENHOFF, 1997), (BÄCHLE, 1998), (JAHRESBERICHT DER WASSERWIRTSCHAFT, 1999). Nach Angaben des Bundesverbandes der Deutschen Gas- und Wasserwirtschaft liegt der durchschnittliche Wasserverbrauch in der BRD bei 127 l/(E·d) (JAHRESBERICHT DER WASSERWIRTSCHAFT, 1999). Aus den Statistischen Berichten des Bayerischen Landesamtes für Statistik und Datenverarbeitung kann in Bayern ein Wasserverbrauch von 139 l/(E·d) abgeleitet werden, der nach Prognoseberechnungen auf voraussichtlich 120 l/(E·d) im Jahr 2020 zurückgehen wird (STATISTISCHE BERICHTE, 1995). Der mittlere Wasserverbrauchswert bezieht sich auf die Wasserabgabe an Haushalte und Kleingewerbe (s. Bild 26).

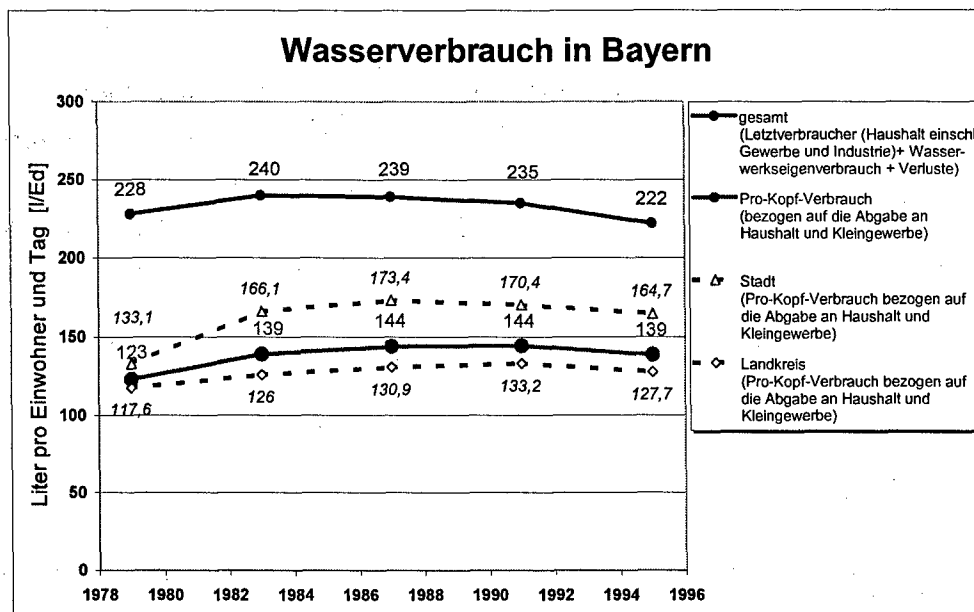


Bild 26: Wasserversorgung in Bayern (STATISTISCHE BERICHTE, 1995).

In einer Studie der Mannheimer Versorgungs- und Verkehrsgesellschaft (MVV) wurde für die Jahre 1995 und 1996 ein Wasserverbrauch von 122 l/(E·d) ermittelt (BÄCHLE, 1998). Für das Jahr 2010 wurde mittels eines mathematischen Modells ein Verbrauch von 104 bis 131 l/(E·d) errechnet. Das DVGW-Merkblatt W 410 „Wasserbedarfszahlen“ (DVGW, 1995) gibt ebenfalls wichtige Hinweise über den Wasserbedarf in Haushalten an. Die darin angegebenen Zahlen stützen sich auf umfangreiche Erhebungen bei Wasserversorgungsunternehmen im Rahmen des DVGW-Forschungsprojektes „Wasserbedarf“ und auf wissenschaftliche Untersuchungen. Der Tagesmittelwert des Jahresbedarfs wird bei einem durchschnittlichen Wasserverbrauch mit 140 bis 150 l/(E·d) angegeben.

Der tatsächliche Wasserverbrauch in einem privaten Haushalt wird erfahrungsgemäß unter den hier vorgestellten Werten liegen, da bei der Erfassung der Daten der Wasserverbrauch von Kleingewerbe mit enthalten ist.

Die Abflusszeit in der Grundleitung des häuslichen Abwassers orientiert sich an den Verbrauchsgewohnheiten der Einwohner. In MUTSCHMANN&STIMMELMAYR (1999) ist der Verlauf der stündlichen Wasserabgabe an einem Arbeitstag für eine Landgemeinde, Kleinstadt, Mittelstadt und Großstadt angegeben. Daraus kann für ein Gebäude abgeschätzt werden, dass an ungefähr 2,4 Stunden pro Tag der mittlere Wasserverbrauch in der Grundleitung abfließt, was die Verbrauchsgewohnheiten der Einwohner realistisch widerspiegelt. Zum Vergleich wird für die folgenden Berechnungen zusätzlich angenommen, dass der tägliche Wasserverbrauch an 24 Stunden in der Grundleitung abfließt, was den ungünstigsten Fall darstellt.

In der Praxis werden Grundleitungen so bemessen, dass in Grundleitungen zunehmender Nennweite größere Abflüsse abfließen. Nach DIN 1986-2 ist in einer Grundleitung DN 150 der etwa 2,5-fache und in einer Grundleitung DN 200 der etwa 4,5-fache Abfluss gegenüber einer Grundleitung DN 100 möglich.

### 6.1.1.2 Regenwasser

Aus meteorologischen Beobachtungsstationen liegen über das gesamte Jahr verteilte Niederschlagshöhen in Bayern vor (DWD, 1998). Daraus kann eine mittlere Regenspende errechnet werden.

Setzt man einen auf Bayern gleichmäßig verteilten Niederschlag an, so ergibt sich eine mittlere Regenspende  $r$  von  $78 \text{ l}/(\text{Monat} \cdot \text{m}^2)$ . Die Abflussdauer des Niederschlags in der Grundleitung beträgt nur 3 bis 5 % vom Jahr was  $0,7 \text{ h/d}$  bis  $1,2 \text{ h/d}$  bedeutet.

Das gleichzeitige Abfließen von Mischwasser, entsprechend der Summe aus Schmutzwasser und Regenwasser, wird zu  $0,4 \text{ h/d}$  abgeschätzt.

### 6.1.2 Ermittlung von Fließtiefen

Die Berechnung der Fließtiefe in der Grundleitung mit einem Durchmesser von 100, 150 und 200 mm erfolgte nach Prandtl/Colebrook mit einer betrieblichen Rauheit  $k_b = 1,0 \text{ mm}$ , einer Abwassertemperatur  $T = 10^\circ \text{ C}$  und einem Leitungsgefälle  $I_e = 1/\text{DN}$  (DIN 1986, 1992). Variiert wurde der Durchfluss von  $0 \text{ l/s}$  bis  $5 \text{ l/s}$ . Aus den berechneten Werten wurde jeweils eine nichtlineare Gleichung für die Näherungskurve abgeleitet (s. Anhang 2). Diese wurden für die Berechnung der Fließtiefe in Abhängigkeit vom Abfluss verwendet.

Tabelle 13: Fließtiefe  $h_{h(m)}$  in Abhängigkeit vom Abfluss  $Q_{h(m)}$  und der Nennweite.

Nennweite	Funktion	Gültigkeit
DN 100	$h_{h(m)} = 27,090 \cdot 1,0567^{Q_{h(m)}} \cdot Q_{h(m)}^{0,450}$	für $h/d_i \leq 0,7$
DN 150	$h_{h(m)} = 27,293 \cdot 1,021^{Q_{h(m)}} \cdot Q_{h(m)}^{0,459}$	für $h/d_i \leq 0,4$
DN 200	$h_{h(m)} = 27,112 \cdot 1,015^{Q_{h(m)}} \cdot Q_{h(m)}^{0,456}$	für $h/d_i \leq 0,3$

## 6.2 Abwasserqualität

Die im häuslichen Abwasser vorhandenen Stoffgruppen können in organische, biologisch abbaubare Inhaltsstoffe, Nährstoffe, Anionen, toxische und wassergefährdende Stoffe unterteilt werden.

### 6.2.1 Inhaltsstoffe im häuslichen Abwasser

#### Organische, biologisch abbaubare Inhaltsstoffe

Zu den im häuslichen Abwasser vorhandenen Stoffen zählen kohlenstoff-, wasserstoff-, stickstoff- und schwefelhaltige organische und anorganische Verbindungen, die zur Oxidation den im Wasser gelösten Sauerstoff verbrauchen und somit zu anaeroben Verhältnissen führen können. Organische Zehrstoffe sind z. B. Kohlenwasserstoffe, Kohlenhydrate, Al-

kohole, Fette, Öle, Proteine und Peptide. Anorganische Zehrstoffe sind in der Regel im gewerblichen und industriellen Abwasser vorhanden. Im häuslichen Abwasser überwiegt Ammonium, das durch Nitrifikation zu Nitrit und Nitrat oxidiert wird.

Bei den Zehrstoffen wird auf eine Bestimmung von Einzelkomponenten verzichtet. Statt dessen werden Summenparameter bestimmt, mit denen Substanzen mit gemeinsamer Reaktion im Bestimmungsverfahren erfasst werden. Für die Charakterisierung der organischen Zehrstoffe werden der Chemische Sauerstoffbedarf (CSB), der Biochemische Sauerstoffbedarf (BSB<sub>5</sub>), der gesamt organisch gebundene Kohlenstoff (TOC) und der gelöst organisch gebundene Kohlenstoff (DOC) verwendet. Die organischen Zehrstoffe des kommunalen Abwassers stammen zu etwa 70 % aus der Belastung des häuslichen Abwassers (NEITZEL, 1997). In Tabelle 14 sind orientierende Werte über die organische Zusammensetzung des häuslichen Abwassers angegeben.

Tabelle 14: Organische Summenparameter im häuslichen Abwasser innerhalb verschiedener Konzentrationsbereiche (KOPPE&STOZEK, 1999).

Konzentrationsbereich	CSB (gesamt) [mg/l]	BSB <sub>5</sub> (gesamt) [mg/l]
Gering verschmutzt	300	150
Mittelmäßig verschmutzt	600	300
Stark verschmutzt	1000	500

Im ATV-ARBEITSBLATT A 131 sind einwohnerspezifische Tagesfrachten für Rohwasser angegeben (Tabelle 15). Legt man einen einwohnerspezifischen Verbrauch von 150 l/(E·d) zugrunde, so ergeben sich für das Rohabwasser Konzentrationen für die organisch abbaubaren Stoffe, ausgedrückt als CSB bzw. BSB<sub>5</sub>, von 800 mg/l bzw. 400 mg/l, die durch Niederschlagswasser weiter verdünnt werden.

Tabelle 15: Frachten im Rohabwasser in g/(E·d) (ATV-ARBEITSBLATT A 131, 2000).

Parameter	BSB <sub>5</sub>	CSB	TS <sub>0</sub>	N	P
Rohabwasser	60	120	70	11	1,8

Nach KOPPE&STOZEK (1999) kann das Verhältnis zwischen CSB und DOC mit 3:1 bis 4:1 angegeben werden. Mit einer CSB Konzentration von 800 mg/l nach ATV-ARBEITSBLATT A 131 ergibt sich daraus eine DOC Konzentration von 200 mg/l bis 270 mg/l.

### Nährstoffe

Zu den Nährstoffen zählen Stickstoff, in Form von Ammonium-Stickstoff und Phosphor, die durch stoffwechselbedingte Ausscheidungen des Menschen in Form von Fäkalien in das Abwasser eingetragen werden. KOPPE&STOZEK (1999) geben die einwohnerspezifische Stickstofffracht mit 13,5 g/(E·d) und die Phosphorfracht mit 3 g/(E·d) an. Daraus folgt für einen angenommenen Wasserverbrauch von 150 l/(E·d) eine Stickstoffkonzentration von 90 mg/l und eine Phosphorkonzentration von 20 mg/l. In der neuen Ausgabe des ATV-Arbeitsblattes A 131 (ATV, 2000) wurde dem in den letzten Jahren gestiegenem Umweltbe-

wusstsein der Produkthersteller und der Verbraucher Rechnung getragen, und die Phosphatfracht auf 1,8 g/(E·d) reduziert. Daraus folgt eine Phosphatkonzentration von 12 mg/l. Die Stickstofffracht wird mit 11 g/(E·d) angegeben, was eine Konzentration von 73 mg/l bei einem zugrundegelegten Wasserverbrauch von 150 l/ E·d bedeutet. Untersuchungen von FITTSCHEN&HAHN (1998) bestätigen diesen Wert.

### **Anionen**

Zu den Anionen gehören alle Säurerestionen (z. B.  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{NO}_3^-$ ) und das Hydroxidion  $\text{OH}^-$ . Halogenide gelangen über das Trinkwasser sowie über menschliche Ausscheidungsprodukte (Harn, Fäzes, Schweiß) in das häusliche Abwasser. Hierbei überwiegt der einwohnerspezifische Eintrag von Chlorid in das häusliche Abwasser mit insgesamt 8,2 g/(E·d), was einer Konzentration von 55 mg/l entspricht.

### **Toxische, wassergefährdende Stoffe**

Toxische Stoffe werden von der Bundesregierung im Rahmen der Abwasserverordnung festgelegt und katalogisiert. Zu den als gefährlich eingestuften Stoffen, Stoffgruppen und Kenngrößen zählen z. B. adsorbierbare organisch gebundene Halogene (AOX), leicht flüchtige halogenierte Kohlenwasserstoffe (LHKW), Arsen, Selen, Quecksilber, Cadmium, Blei, Kupfer, Nickel, Zink usw..

Halogenierte organische Verbindungen werden durch den Summenparameter AOX zusammengefasst. Die Hauptbelastung im häuslichen Schmutzwasser resultiert zu etwa gleichen Teilen aus allgemeinen Haushaltsreinigern sowie den Fäkalien einschließlich des Toilettenpapiers. Als mittlere einwohnerspezifische Fracht wird 10 mg/(E·d) angegeben (NEITZEL, 1997), was einer Konzentration von 67 µg/l entspricht. Im abgeleiteten Niederschlagswasser liegt die AOX-Fracht um den Faktor 2 bis 5 höher als im Trockenwetterabfluss (NEITZEL, 1997).

Schwermetalle werden über das Trinkwasser, Harnstoff, Fäzes, Reinigungsmittel usw. in das häusliche Abwasser eingetragen. Metalle sind im häuslichen Abwasser in nur sehr geringen Mengen vorhanden (s. Tabelle 16).

Tabelle 16: Mittlere Metallkonzentration im häuslichen Schmutzwasser in µg/l (Koppe&amp;Stozek, 1999).

Element	Symbol	Konzentration häusliches Schmutzwasser [µg/l]
<b>Cadmium</b>	Cd	1 – 5
<b>Chrom</b>	Cr	30
<b>Eisen</b>	Fe	3000
<b>Kobalt</b>	Co	2 – 3
<b>Kupfer</b>	Cu	150 ± 50
<b>Mangan</b>	Mn	150
<b>Nickel</b>	Ni	40
<b>Quecksilber</b>	Hg	0,5 – 2
<b>Zink</b>	Zn	100 – 1000

Bei der Grundstücksentwässerung wird der Niederschlagsabfluss von den Dachflächen und von versiegelten Grundstücksflächen in der Grundleitung eingeleitet. Der größte Anteil an Metallen im kommunalen Abwasser resultiert aus dem Abfluss von Straßen- und Dachoberflächen. Der Abfluss von Hofflächen, der in die Grundleitung eingeleitet wird, führt zu einer Verdünnung der Ausgangskonzentration um bis zu 50 % (HAGENDORF&CLODIUS, 1994). Während der ersten halben Stunde des Regenabflusses wurden sehr hohe Konzentrationspitzen für Cadmium, Kupfer, Blei und Zink festgestellt (BOLLER, 1995). In Tabelle 17 sind mittlere Konzentrationen dieser vier Metalle, resultierend aus dem Regenwasser, dem Dachablauf und dem Straßenablauf angegeben und mit den Grenzwerten nach der Trinkwasserverordnung (TRINKWV, 1990) verglichen.

Tabelle 17: Mittlere Konzentration von Niederschlägen, Dach- und Straßenabwasser nach BOLLER (1995) im Vergleich zu Trinkwassergrenzwerten nach TRINKWV (1990) in µg/l.

	Regenwasser	Dachablauf	Straßenablauf	Trinkwasser
<b>Cd</b>	1,4	0,65	1,7	5
<b>Cu</b>	11	200	90	3000*
<b>Pb</b>	35	130	170	40
<b>Zn</b>	85	400	400	5000*

\* Richtwert

Aus der Tabelle ist ersichtlich, dass das Regenwasser bereits kritisch mit Cadmium und Blei belastet sein kann. Die Abflüsse von Dächern oder Straßen überschreiten für Blei den Grenzwert für Trinkwasser, wobei durch die Einführung des bleifreien Benzins ein Rückgang der Belastung mit Blei registriert wird.

Schwermetalle können in vier Toxizitätsklassen eingeteilt werden (Tabelle 18).

Tabelle 18: Einteilung der Toxizität von Schwermetallen (NEITZEL, 1997).

	Toxizitätsklasse	Schwermetall
I	sehr toxisch	Hg, Ag, Cd, Cu
II	kritisch toxisch	Ni, Pb, Zn
III	mäßig toxisch	Cr-(VI)
IV	gering toxisch	Cr-(III)

Cr-(IV) wird bei Vorhandensein von leicht oxidierbaren organischen Abwasserinhaltsstoffen zu Cr-(III) reduziert.

Schwermetalle mit toxischer Wirkung sind im häuslichen Schmutz- und Mischwasser nur untergeordnet enthalten. So liegen die Konzentrationen der toxisch wirkenden Schwermetalle Hg, Ag, Cd, Cu, Ni, Pb, Zn, Cr in der Summe zwischen 0,6 mg/l (KOPPE&STOZEK, 1999) und 0,9 mg/l (BOLLER, 1994).

### 6.2.2 Leitparameter

Für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate wurden Abwasserinhaltsstoffe ausgewählt, die im häuslichen Abwasser in relevanten Konzentrationen vorliegen und zur Charakterisierung des Mischwassers in Grundleitungen geeignet sind (HAGENDORF&CLODIUS, 1994), (KOPPE&STOZEK, 1999). Diese Inhaltsstoffe werden deshalb als Leitparameter verwendet. Diese können auf Grund ihres stoffspezifischen Verhaltens während der Bodenpassage in drei Stoffgruppen eingeteilt werden:

- biologisch abbaubare und transformierbare Stoffe: DOC,  $\text{NH}_4^+$
- relativ immobile Stoffe: Cu, Zn
- relativ mobile Stoffe:  $\text{NO}_3^-$

In Tabelle 19 sind typische Stoffkonzentrationen im häuslichen Abwasser und im Dachabfluss aufgelistet (s. Anlage 2 und 3).

Tabelle 19: Typische Konzentration im häuslichen Abwasser und im Dachabfluss.

			Cu	Zn	$\text{NO}_3^-$	DOC	$\text{NH}_4^+$
Häusl. Abwasser	$c_h$	mg/l	0,2 <sup>1</sup>	1,0 <sup>1</sup>	323 <sup>7</sup>	270 <sup>2</sup>	93 <sup>8</sup>
Dachabfluss	$c_r$	mg/l	0,2 <sup>3</sup>	0,4 <sup>3</sup>	0,4 <sup>4</sup>	5,7 <sup>4</sup>	2,3 <sup>4</sup>
Niederschlag	$c_N$	mg/l	0,021 <sup>5</sup>	0,12 <sup>5</sup>	2,0 <sup>6</sup>	2,1 <sup>4</sup>	0,9 <sup>4</sup>

<sup>1</sup>KOPPE&STOZEK (1999)

<sup>2</sup>DOC Konzentration errechnet aus dem Verhältniswert von CSB/DOC von 3:1 nach KOPPE&STOZEK (1999) und der CSB Konzentration nach ATV-ARBEITSBLATT A 131 (2000) von 800 mg/l

<sup>3</sup>BOLLER (1996)

<sup>4</sup>AGW (1996)

<sup>5</sup>KRAUTH&KLEIN (1982) zitiert in DIERKES (2000)

<sup>6</sup>LFW (2000)

<sup>7</sup>ATV-ARBEITSBLATT A 131 (2000): Wert angegeben als  $c_{\text{Nred}} = 73 \text{ mg/l}$  ( $c_{\text{NO}_3^-} = c_{\text{Nred}} \cdot 4,43$ ).

<sup>8</sup>ATV-ARBEITSBLATT A 131 (2000): Wert angegeben als  $c_{\text{Nred}} = 73 \text{ mg/l}$  ( $c_{\text{NH}_4^+} = c_{\text{Nred}} \cdot 1,27$ ).

## 6.3 Berechnungsansatz

### 6.3.1 Vorgehensweise

Der Berechnungsansatz beruht darauf, dass der exfiltrierte Mischwasserabfluss, d. h. die Summe aus exfiltrierendem Trockenwetterabfluss  $Q_h$  und Regenabfluss  $Q_r$ , während der Bodenpassage und vor Eintritt in den Grundwasserleiter, mit Niederschlag und seitlich zuströmendem, gering belastetem Sickerwasser vermischt wird. Dadurch kommt es zu einer Verdünnung, d. h. zu einer Verringerung, der im exfiltrierten Mischwasser enthaltenen Schmutzkonzentrationen. Nach GOLWER (1985) kann die Verdünnung zu den Reinigungsvorgängen gezählt werden, obwohl die Stoffe nicht beseitigt werden.

Bei der Bodenpassage kommt es zur Nitrifikation von Stickstoff und zur Elimination von organischen Abwasserinhaltsstoffen. In Anlage 4 und 5 sind Wirkungsgrade der Stoffelimination im Boden anhand von in der Literatur veröffentlichten Untersuchungsergebnissen dargestellt. Danach kann es während der Bodenpassage zu einer 100 %-igen Nitrifikation von Stickstoff, d. h. die Oxidation des gesamten Ammonium-Stickstoffs und organisch gebundenen Stickstoffs zu Nitrat, kommen. Aus stöchiometrischen Berechnungen folgt, dass die nach ATV-ARBEITSBLATT A 131 (2000) und nach Fittschen&Hahn (1998) im häuslichen Abwasser typischen Konzentrationen reduzierten Stickstoffs von 73 mg/l  $N_{red}$ , stammend aus Harn, Fäzes, Wasch-, Putz- und Spülmittel, zu 323 mg/l Nitrat (angegeben als  $NO_3^-$ ) umgesetzt werden.

Unter dem Ansatz eines Wasserverbrauchs von 150 l/(E·d) folgt aus den Stickstoffangaben des ATV-Arbeitsblattes A 131 (2000) und nach Fittschen&Hahn (1998) im häuslichen Schmutzwasser eine Ammoniumkonzentration (angegeben als  $NH_4^+$ ) von 93 mg/l. Ausgehend von einer Nitrifikation von 50 % (s. Anlage 5) verbleibt eine Ammoniumkonzentration von 47 mg/l, die vor dem Eintritt in den Grundwasserleiter durch Niederschlagswasser und Sickerwasser verdünnt werden muss.

Während der Bodenpassage wird durch Literaturangaben eine Eliminationsrate des DOC von 20 bis 87 % belegt (s. Anlage 4 und 5). Im Mittel kann von einer Eliminationsrate von 50 % ausgegangen werden. Daraus folgt eine DOC-Konzentration von 40 mg/l, die vor Eintritt in den Grundwasserleiter verdünnt werden muss.

Eine Adsorption von Schwermetallen im Boden wird generell nicht berücksichtigt.

Bei den im Niederschlag enthaltenen Leitparametern ( $NO_3^-$ , DOC,  $NH_4^+$ ) wird vorausgesetzt, dass sie bei der Versickerung komplett im belebten Oberboden zurückgehalten werden.



Tabelle 20: Angesetzte Eliminationsraten in der Bodenzone.

			Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
Häusl. Abwasser	c <sub>h</sub>	%	0	0	0 <sup>1</sup>	50	50
Dachabfluss	c <sub>r</sub>	%	0	0	0	50	50
Niederschlag	c <sub>N</sub>	%	0	0	100	100	100

<sup>1</sup>für die worst case Studie wird eine 100%-ige Nitrifikation, d. h. vollständige Oxidation von NH<sub>4</sub><sup>+</sup> und org. N angesetzt. Trotzdem wird noch zusätzlich eine 50 %-ige Elimination von NH<sub>4</sub><sup>+</sup> berücksichtigt.

Tabelle 21: Reduzierte Stoffkonzentrationen (= Tabelle 19- Tabelle 19·Tabelle 20/100).

			Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
Häusl. Abwasser	c <sub>h</sub>	mg/l	0,2	1,0	323	135	48
Dachabfluss	c <sub>r</sub>	mg/l	0,2	0,4	0,4	2,9	1,2
Niederschlag	c <sub>N</sub>	mg/l	0,021	0,12	0	0	0

Die exfiltrierte Mischkonzentration muss bei Eintritt in den Grundwasserleiter kleiner sein als die zulässige Konzentration c<sub>zul,x</sub> des jeweiligen Schmutzstoffes im Grundwasser. Als zulässige Konzentrationen werden Stufe-1-Werte nach LFW-MERKBLATT (1998) Nr. 3.8-10, Richtzahlen nach EG-RICHTLINIE (1980) und Grenzwerte nach TRINKWV (1990) herangezogen.

Tabelle 22: Grenzwerte für den Wirkungspfad Boden-Bodensickerwasser-Grundwasser.

Richtwerte [mg/l]				
Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
0,05 <sup>1</sup>	0,3 <sup>1</sup>	25 <sup>2</sup>	4 <sup>1</sup>	0,5 <sup>3</sup>

<sup>1</sup>Stufe-1-Wert nach LFW-MERKBLATT NR. 3.8-10 (1998)

<sup>2</sup>Richtzahl nach EG-RICHTLINIE (1980)

<sup>3</sup>Grenzwert nach TRINKWV (1990)

Laut LfW-Merkblatt (1998) liegt nur eine geringfügige oder keine Verunreinigung im Grundwasser vor bzw. besteht keine Besorgnis einer erheblichen Verunreinigung in der ungesättigten Zone (Sickerwasser) wenn die Stoffkonzentrationen kleiner als der Stufe-1-Wert sind.

Nach der EG-Richtlinie (1980) wird es als wünschenswert betrachtet, wenn sich die „Mitgliedstaaten an den als „Richtzahl“ aufgestellten Werten orientieren.“ Diese Richtzahlen stellen eine Empfehlung dar und müssen demzufolge, im Gegensatz zu Grenzwerten, nicht eingehalten werden.

In Bild 27 ist der Berechnungsansatz schematisch dargestellt.

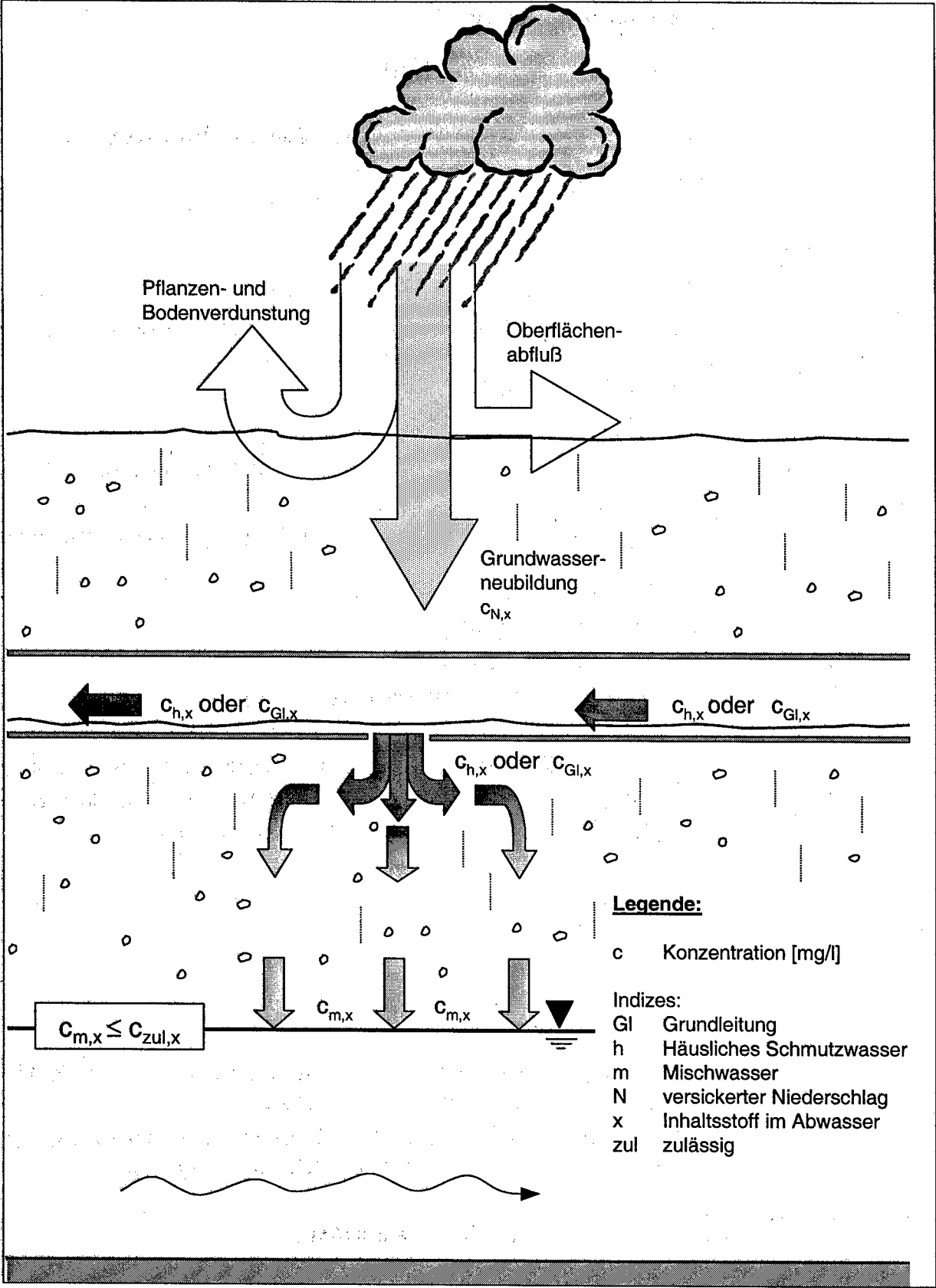


Bild 27: Vermischung von exfiltriertem Abwasser mit versickerndem Regenwasser.

### 6.3.2 Herleitung des Berechnungsablaufes

Im Folgenden wird der Berechnungsablauf hergeleitet.

#### Jahresvolumen des aus einer defekten Grundleitung exfiltrierten Abwassers

$$V_{\text{ex}} = V_{\text{ex,h}} + V_{\text{ex,m}} \left[ \frac{1}{a} \right] \quad (\text{Gl. 6})$$

Darin bedeuten:

$V_{\text{ex}}$	[l/a]	gesamtes exfiltriertes Jahresvolumen je Grundleitung
$V_{\text{ex,h}}$	[l/a]	exfiltriertes Jahresvolumen von häuslichem Schmutzwasser je Grundleitung mit $V_{\text{ex,h}} = Q_{\text{ex,h}} \cdot (t_h - t_m) \cdot 3600 \cdot 365$
$Q_{\text{ex,h}}$	[l/s]	exfiltrierte Menge von häuslichem Schmutzwasser
$t_h$	[h/d]	Anzahl der Stunden pro Tag, an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt
$t_m$	[h/d]	Anzahl der Stunden pro Tag, an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt
$V_{\text{ex,m}}$	[l/a]	exfiltriertes Jahresvolumen des Mischwassers je Grundleitung mit $V_{\text{ex,m}} = Q_{\text{ex,m}} \cdot t_r \cdot 3600 \cdot 365$
$Q_{\text{ex,m}}$	[l/s]	exfiltrierte Mischwassermenge
$t_r$	[h/d]	Anzahl der Stunden pro Tag an denen Regen auftritt

$Q_{\text{ex,m}}$  kann über die Fließtiefe mit  $Q_{\text{ex,h}}$  ins Verhältnis gesetzt werden (DOHMANN, 1994), (STEGNER, 1995). Die Exfiltrationsmenge wird berechnet in Abhängigkeit der Schadensgröße  $A_{\text{ex}}$ , der Fließtiefe in der Grundleitung  $h$  und dem Leakage Faktor  $L$  mit

$$Q = A_{\text{ex}} \cdot L \cdot h$$

Daraus folgt

$$Q_{\text{ex,m}} = \frac{h_m}{h_h} \cdot Q_{\text{ex,h}}$$

Darin bedeuten:

$h_m$	[mm]	Fließtiefe in der Grundleitung durch Mischwasserabfluss nach Prandtl-Colebrook mit $k_b=1,0$ mm, $T=10^\circ\text{C}$ und $I_e=1/\text{DN}$
$h_h$	[mm]	Fließtiefe in der Grundleitung durch Abfluss des häuslichen Abwassers nach Prandtl-Colebrook mit $k_b=1,0$ mm, $T=10^\circ\text{C}$ und $I_e=1/\text{DN}$

#### Mischkonzentration beim Erreichen des Grundwasserleiters

$$c_{m,x} = \frac{V_{\text{ex,h}} \cdot c_{h,x} + V_{\text{ex,m}} \cdot c_{\text{Gl},x} + M(N)V_G \cdot c_{N,x}}{V_{\text{ex,h}} + V_{\text{ex,m}} + M(N)V_G} \leq c_{\text{zul},x} \left[ \frac{\text{mg}}{\text{l}} \right] \quad (\text{Gl. 7})$$

Darin bedeuten:

$c_{m,x}$	[mg/l]	Mischkonzentration des Stoffes x aus exfiltriertem Schmutzwasser und versickertem Regenwasser beim Erreichen des Grundwasserleiters
$c_{h,x}$	[mg/l]	Konzentration des Stoffes x im häuslichen Abwasser
$c_{Gl,x}$	[mg/l]	Mischkonzentration aus häuslichem Schmutzwasser und Dachabfluss in der Grundleitung mit
		$c_{Gl,x} = \frac{Q_h \cdot c_{h,x} + Q_r \cdot c_{r,x}}{Q_h + Q_r}$
$Q_h$	[l/s]	häuslicher Schmutzwasserabfluss
$Q_r$	[l/s]	Dachabfluss mit
		$Q_r = \psi \cdot A \cdot r : 10000$
$c_{r,x}$	[mg/l]	Konzentration des Stoffes x des von Dach- und Hofflächen abfließenden Niederschlagswassers
$\psi$	[-]	Abflussbeiwert ( $\psi = 1,0$ )
$A$	[m <sup>2</sup> ]	angeschlossene Fläche
$r$	[l/(s·ha)]	Regenspende
$MV_G$	[l/a]	mittleres Grundwasserneubildungsvolumen pro Grundleitung bezogen auf eine Versickerungsfläche mit
		$MV_G = Mh_G \cdot A_{S,GI}$
$NV_G$	[l/a]	niedrigstes Grundwasserneubildungsvolumen pro Grundleitung bezogen auf eine Versickerungsfläche mit
		$NV_G = Nh_G \cdot A_{S,GI}$
$Mh_G$	[l/(m <sup>2</sup> ·a)]	mittlere Grundwasserneubildungshöhe
$Nh_G$	[l/(m <sup>2</sup> ·a)]	niedrigste Grundwasserneubildungshöhe
$A_{S,GI}$	[m <sup>2</sup> ]	Versickerungsfläche pro Grundleitung mit
		$A_{S,GI} = A_S / m_{GI} \cdot 10^6$
$A_S$	[km <sup>2</sup> ]	Versickerungsfläche
$m_{GI}$	[-]	Anzahl der Grundleitungen
$c_{N,x}$	[mg/l]	Konzentration des Stoffes x des Niederschlagswassers nach der Passage der belebten Bodenzone
$c_{zul,x}$	[mg/l]	zulässige Konzentration des Stoffes x beim Eintritt in den Grundwasserleiter

Aus Gleichung 7 kann die zulässige Exfiltrationsrate von häuslichem Schmutzwasser für einen Abwasserinhaltsstoff x  $Q_{ex,h,x}$  berechnet werden.

$$Q_{\text{ex,h,x}} \leq \frac{M(N)V_G \cdot (c_{\text{zul,x}} - c_{\text{N,x}})}{3600 \cdot 365 \cdot ((t_h - t_m) \cdot (c_{\text{h,x}} - c_{\text{zul,x}}) + \frac{h_m}{h_h} \cdot t_m \cdot (c_{\text{Gl,x}} - c_{\text{zul,x}}))} \left[ \frac{\text{l}}{\text{s}} \right] \quad (\text{Gl. 8})$$

Darin bedeutet:

$Q_{\text{ex,h,x}}$  [mg/l] zulässige Exfiltrationsrate von häuslichem Schmutzwasser für einen Abwasserinhaltsstoff x

Bei der Dichtheitsprüfung mit Teilfüllung wird eine höhere Exfiltrationsrate gemessen als die tatsächliche Exfiltrationsrate während des täglichen Betriebes. Das Verhältnis der gemessenen Exfiltrationsrate  $Q_M$  zur tatsächlichen Exfiltrationsrate  $Q_{\text{ex,h}}$  ergibt sich aus der Fließtiefe während der Messung  $h_M$  dividiert durch die Fließtiefe  $h_h$ .

### Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate pro Meter Grundleitung

$$Q_{\text{M,zul,x}} = \frac{h_M}{h_h} \cdot \frac{Q_{\text{ex,h,x}}}{l_{\text{Gl}}} \left[ \frac{\text{l}}{\text{s} \cdot \text{m}} \right] \quad (\text{Gl. 9})$$

Darin bedeuten:

$Q_{\text{M,zul,x}}$  [l/(s·m)] zulässige gemessene Exfiltrationsrate pro Meter Grundleitung  
 $h_M$  [mm] Fließtiefe in der Grundleitung während der Prüfung  
 $l_{\text{Gl}}$  [m] mittlere Länge der Grundleitung

### Berechnung der erforderlichen Grundleitungslänge

Die erforderliche Grundleitungslänge berechnet sich aus dem Produkt der für das Prüfgerät definierten Messunsicherheit und einem Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  dividiert durch die zulässige messbare Exfiltrationsrate. Die Messunsicherheit des Prüfgerätes während des Messeinsatzes wird mit  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s festgelegt. Der Sicherheitsbeiwert muss auf jeden Fall größer 2 sein, da eine Exfiltration aus einer beschädigten Grundleitung von z. B.  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s nur dann nachgewiesen werden kann, wenn die Messunsicherheit kleiner gleich  $0,5 \cdot 10^{-4}$  l/s ist (s. Teil 1 des Mitteilungsheftes). Der Sicherheitsbeiwert wird deshalb mit dem Faktor 3 festgelegt.

$$\text{erf. } l_{\text{Gl}} = \frac{Q_{\text{M,m}} \cdot \gamma}{Q_{\text{M,zul,x}}} = \frac{0,0003}{Q_{\text{M,zul,x}}} \quad [\text{m}] \quad (\text{Gl. 10})$$

Darin bedeuten:

erf. $l_{GI}$	[m]	erforderliche Grundleitungslänge für den Einsatz des Prüfgerätes
$Q_{M,m}$	[l/s]	mit dem Prüfgerät messbare Exfiltrationsrate
$\gamma$	[-]	Sicherheitsbeiwert

### Berechnung der notwendigen Versickerungsfläche $A_{S,GI,x}$ pro Meter Grundleitung

Mit der definierten Messgenauigkeit von  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s und dem Sicherheitsbeiwert von 3 kann unter Beachtung von Gleichung 8 und Gleichung 9 die für die Verdünnung dieser Exfiltrationsrate notwendige Versickerungsfläche  $A_{S,GI}$  berechnet werden.

$$A_{S,GI,x} \geq \frac{h_h}{h_m} \cdot \frac{Q_{M,m} \cdot \gamma \cdot 3600 \cdot 365 \cdot ((t_h - t_m) \cdot (c_{h,x} - c_{zul,x}) + \frac{h_m}{h_h} \cdot t_m \cdot (c_{GI,x} - c_{zul,x}))}{M(N)h_G \cdot (c_{zul,x} - c_{N,x}) \cdot l_{GI}} \left[ \frac{m^2}{m} \right]$$

(Gl. 11)

Darin bedeutet:

$A_{S,GI,x}$	[m <sup>2</sup> /m]	notwendige Versickerungsfläche pro Meter Grundleitung für den Stoff x
--------------	---------------------	---

## 6.4 Berechnungen

### 6.4.1 Datenbasis

Die Eingangsparameter für die Berechnung der notwendigen Versickerungsfläche bzw. der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate sind aus den vorigen Kapiteln in Tabelle 23 und Tabelle 24 zusammengestellt.

Die für das Prüfgerät definierte Messgenauigkeit beträgt  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s mit einem Sicherheitsbeiwert  $\gamma$  von 3. Während der Prüfung wird in der Grundleitung ein Füllungsgrad von  $h_M/DN = 0,5 - 0,7$  angestrebt. Bei einer Grundleitung DN 150 bedeutet dies eine Fließtiefe von 75 mm bis 105 mm. Die Nennweite der Grundleitung wird von DN 100 bis DN 200 variiert.

Die Abflusszeit des häuslichen Schmutzwassers in der Grundleitung wird mit 2,4 h/d und vergleichsweise mit 24 h/d angenommen.

Tabelle 23: Zusammenstellung der Berechnungsdaten für den Abwasserabfluss in der Grundleitung.

<b>Q<sub>M,m</sub></b>	l/s	0,0001
<b>γ</b>	-	3
<b>DN</b>	mm	100, 150, 200
<b>I</b>	%	100/DN
<b>k<sub>b</sub></b>	mm	1,0
<b>h<sub>M</sub>/d<sub>i</sub></b>	-	0,5 – 0,7
<b>t<sub>h</sub></b>	h/d	2,4; 24
<b>R</b>	l/(Monat·m²)	78

Die für die Berechnungen notwendigen Angaben über die vorhandenen Versickerungsfläche pro Grundleitung wurden aus dem STATISTISCHEN JAHRBUCH FÜR BAYERN (1999) entnommen. Die ausführlichen Tabellen mit Erläuterungen befinden sich in der Anlage 6. Die Grundwasserneubildungshöhe wurde aus der Schriftenreihe WASSERWIRTSCHAFT FÜR BAYERN (1996) als Mittelwert für Bayern (BY) ermittelt (s. Anlage 6, 7 und 8).

Tabelle 24: Berechnungsgrundlagen für die zulässige Exfiltrationsmenge und die notwendige Streifenbreite (s. Anlage 6 und 7).

Parameter	E	BY
<b>EW/m<sub>Gl</sub></b>	-	4,6
<b>A</b>	m²	585
<b>A<sub>S</sub></b>	km²	1543,84
<b>A<sub>S,Gl</sub></b>	m²	591
<b>Mh<sub>G</sub></b>	mm/a	195
<b>Nh<sub>G</sub></b>	mm/a	112
<b>MV<sub>G</sub></b>	l/a	115030
<b>NV<sub>G</sub></b>	l/a	66421

#### 6.4.2 Parameterstudie

Im Folgenden werden die Gleichungen 8 und 9 zur Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate pro Meter Grundleitung diskutiert. Überprüft werden soll, welche Parameter Einfluss auf das Berechnungsergebnis haben. Variiert werden

- die Anzahl der Stunden pro Tag, an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt  $t_m$ ,
- der Wasserverbrauch pro Einwohner am Tag  $Q$ ,
- die Anzahl der Stunden pro Tag, an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt  $t_h$ ,
- die Rohrnennweite  $DN$ ,
- die Fließtiefe in der Grundleitung während der Prüfung  $h_M$  und
- die Grundleitungslänge  $l_{Gl}$ .

Die Konzentrationen der Leitparameter werden nach Tabelle 24 angesetzt und nicht verändert.

Die Tabellen für die Parameterstudie befinden sich in Anlage 9.

$t_h = 2,4 \text{ h/d}$

In Bild 28 ist die zulässige Exfiltrationsrate  $Q_{\text{ex},h,x}$  nach Gleichung 8 für die Leitparameter Cu, Zn,  $\text{NO}_3^-$ , DOC und  $\text{NH}_4^+$  in Abhängigkeit von der Anzahl der Stunden an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt für die mittlere Grundwasserneubildungshöhe von Bayern, einem Wasserverbrauch von 130 l/E·d und 2,4 h/d an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt.

Die Grafik verdeutlicht, dass der Leitparameter Ammonium  $\text{NH}_4^+$  die maßgebende Konzentration darstellt. Durch die Berücksichtigung eines Mischwasserabflusses in der Grundleitung von 0,4 h erhöht sich die zulässige Exfiltrationsrate um 12 %.

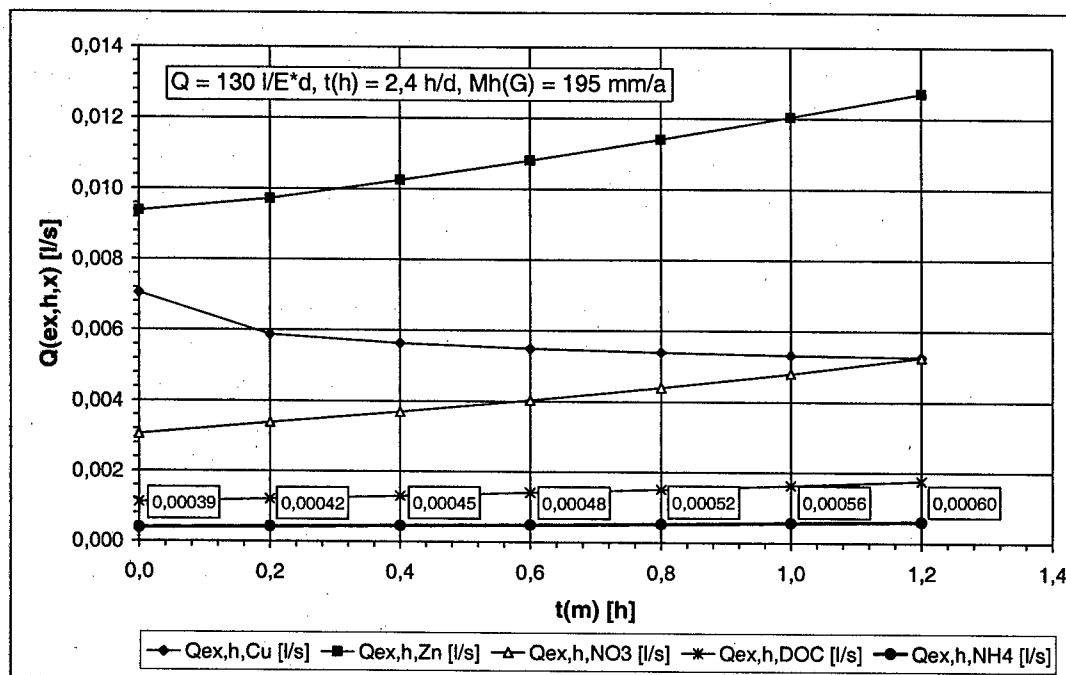


Bild 28: Zulässige Exfiltrationsrate  $Q_{\text{ex},h}$  nach Gleichung 8 für die Leitparameter Cu, Zn,  $\text{NO}_3^-$ , DOC und  $\text{NH}_4^+$  in Abhängigkeit von der Anzahl der Stunden an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt für  $Q = 130 \text{ l/E} \cdot \text{d}$ ,  $Mh_G = 195 \text{ mm/a}$  und  $t_h = 2,4 \text{ h}$ .

In Tabelle 26 sind Umrechnungsfaktoren angegeben mit denen die in Bild 28 für Ammonium angegebenen Werte multipliziert werden müssen zur Berechnung der zulässigen Exfiltrationsrate in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch.



Tabelle 25: Umrechnungsfaktor f für die zulässige Exfiltrationsrate  $Q_{ex,h,NH4^+}$  von 130 l/E·d auf x l/E·d für  $t_h = 2,4$  h nach Bild 28.

$t_m$ [h]	Q [l/E·d]					
	50	70	90	110	130	150
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,4	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00	1,00
0,6	1,02	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00
0,8	1,04	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99
1,0	1,06	1,04	1,03	1,01	1,00	0,99
1,2	1,08	1,06	1,04	1,02	1,00	0,98

Zur Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate  $Q_{M,zul}$  pro Meter Grundleitung wird die zulässige Exfiltrationsrate  $Q_{ex,h}$  mit dem Verhältniswert der Fließtiefen während der Messung und der im normalen Betrieb multipliziert und durch die mittlere Grundleitungslänge dividiert. In Bild 29 ist das Verhältnis der Fließtiefen in der Grundleitung während der Messung und dem täglichen Betrieb in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch, der Anzahl der Stunden pro Tag an denen häusliches Schmutzwasser abfließt und dem Füllungsgrad während der Prüfung dargestellt.

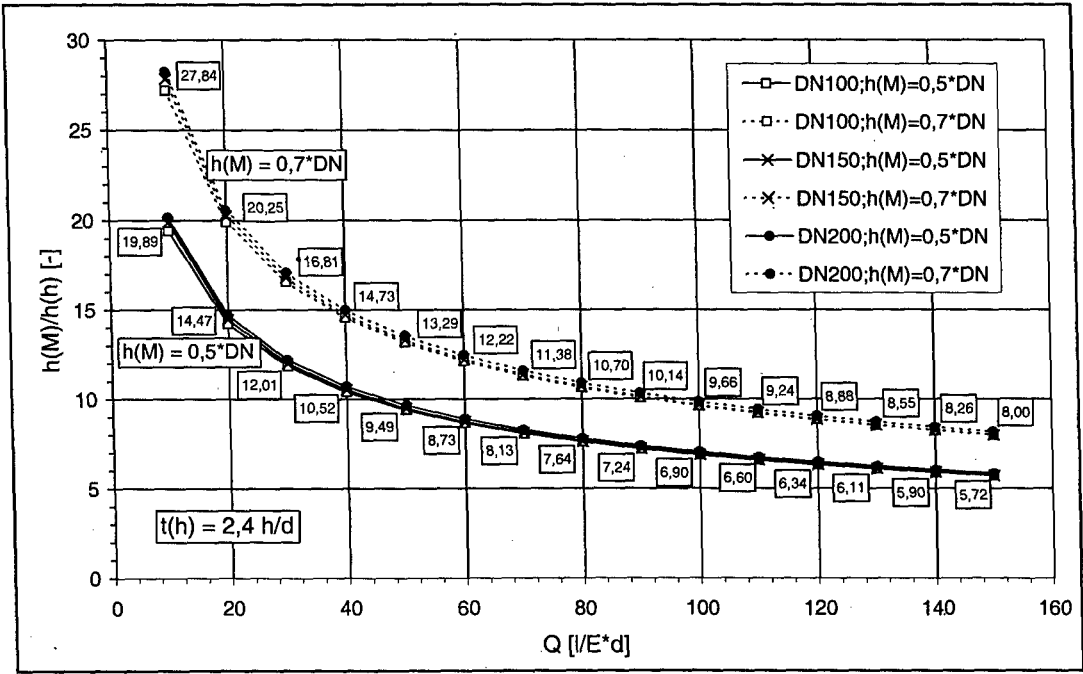


Bild 29: Verhältnis der Fließtiefen in der Grundleitung während der Messung und dem täglichen Betrieb in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch Q und dem Füllungsgrad  $h_M$  für  $t_h = 2,4$  h/d.

Die Grafik zeigt, dass die Nennweite im Bereich von DN 100 bis DN 200 auf das Berechnungsergebnis keinen nennenswerten Einfluss hat. Deshalb sind die in Bild 29 angegebenen Verhältnisswerte bezogen auf eine Nennweite DN 150. Durch die Erhöhung des Füllgrades in der Grundleitung während des Prüfvorgangs von 50 % auf 70 % ergibt sich eine höhere zulässige messbare Exfiltrationsrate von 40 %.

Bild 30 veranschaulicht den hohen Einfluss der Grundleitungslänge auf das Berechnungsergebnis.

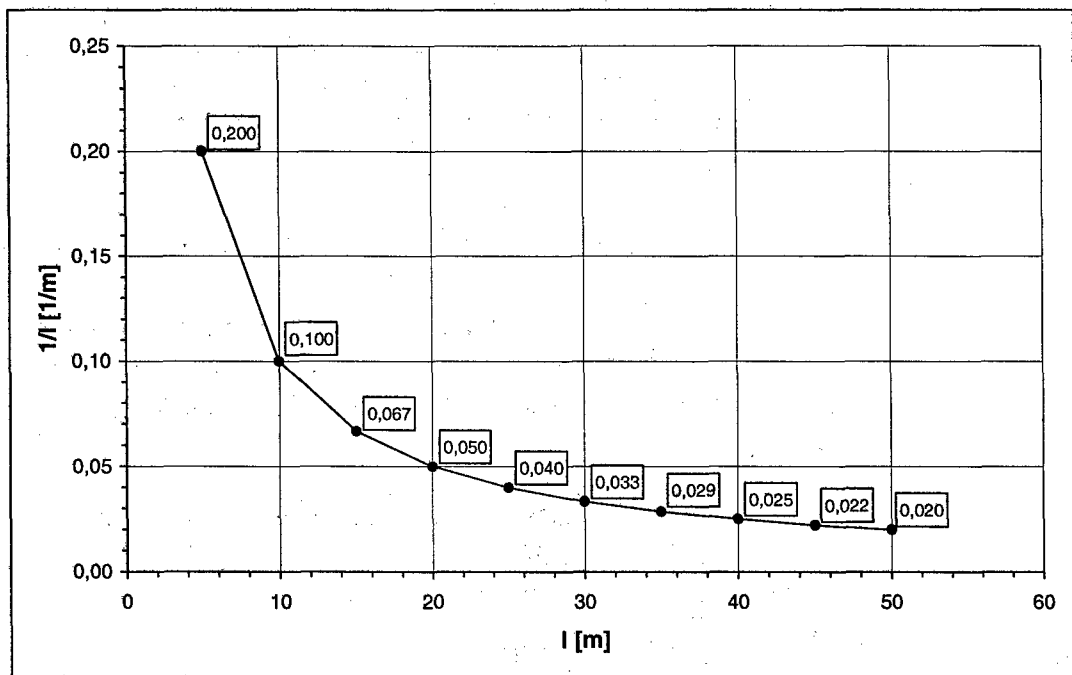


Bild 30: Reziprokwert der Grundleitungslänge.

$t_h = 24 \text{ h}$

Nachfolgend sind die selben Berechnungen wie bereits diskutiert für eine Abflusszeit des häuslichen Schmutzwassers in der Grundleitung von 24 h/d dargestellt.

Bild 31 zeigt auf, dass bei einer Abflusszeit von 24 h/d im Vergleich zu einer Abflusszeit des häuslichen Schmutzwassers in der Grundleitung von 2,4 h/d der Mischwasserabfluss keinen Einfluss auf das Berechnungsergebnis hat. Auch der Wasserverbrauch hat kein Gewicht auf das Berechnungsergebnis (s. Tabelle 26). Die zulässige Exfiltrationsrate beträgt nur ein Zehntel derjenigen mit einer Abflusszeit von 2,4 h/d.

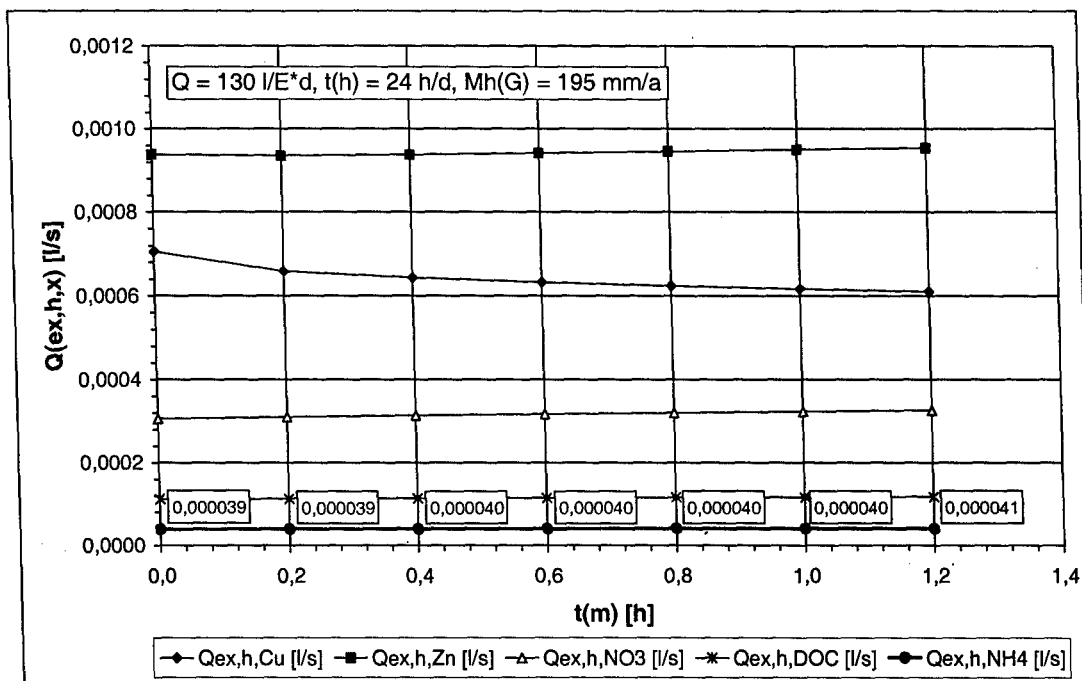


Bild 31: Zulässige Exfiltrationsrate  $Q_{ex,h}$  nach Gleichung 8 für die Leitparameter Cu, Zn, NO<sub>3</sub><sup>-</sup>, DOC und NH<sub>4</sub><sup>+</sup> in Abhängigkeit von der Anzahl der Stunden an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt für  $Q = 130 \text{ l/E} \cdot \text{d}$ ,  $Mh_G = 195 \text{ mm/a}$  und  $t_h = 24 \text{ h}$ .

Tabelle 26: Umrechnungsfaktor  $f$  für die zulässige Exfiltrationsrate  $Q_{ex,h,NH_4}^+$  von  $130 \text{ l/E} \cdot \text{d}$  auf  $x \text{ l/E} \cdot \text{d}$  für  $t_h = 24 \text{ h}$  nach Bild 31.

$t_m$ [h]	$Q \text{ [l/E} \cdot \text{d]}$					
	50	70	90	110	130	150
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,6	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,8	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Das Verhältnis von  $h_M/h_h$  ist bei einer Abflusszeit des häuslichen Schmutzwassers von 24 h/d im Vergleich zu einer Abflusszeit von 2,4 h/d um den Faktor 3 größer (Bild 32).

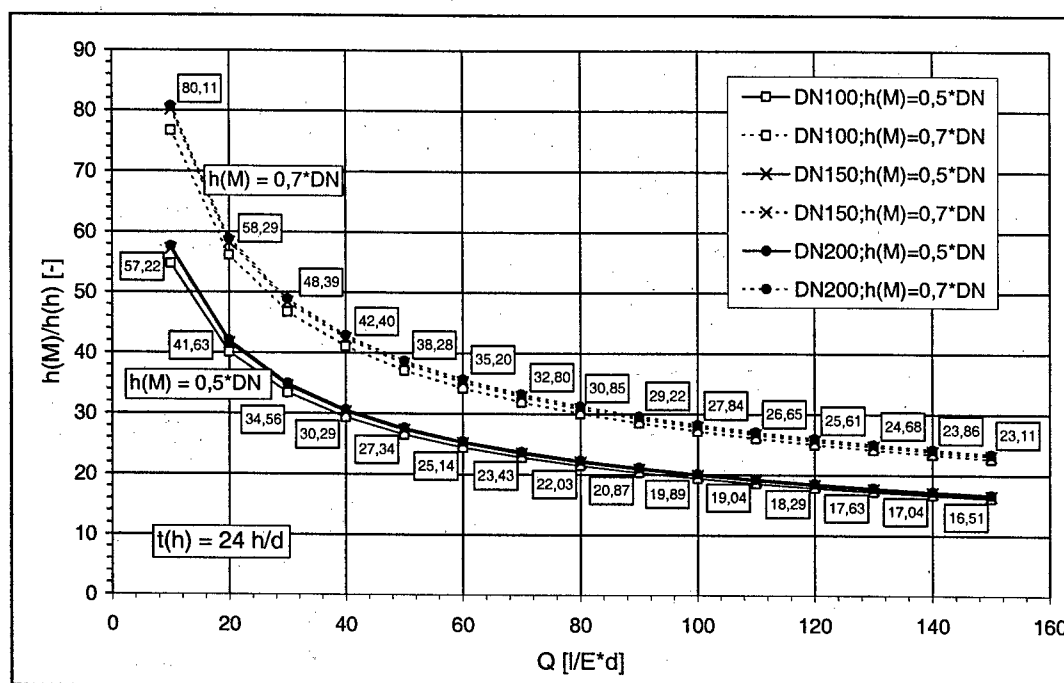


Bild 32: Verhältnis der Fließtiefen in der Grundleitung während der Messung und dem täglichen Betrieb in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch  $Q$  und dem Füllungsgrad  $h_M$  für  $t_h = 24 \text{ h}$ .

### Verwendung der Grafiken und Tabellen

Das Schemabild zeigt die Verwendung der Grafiken und Tabellen für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate  $Q_{M,zul}$  auf.

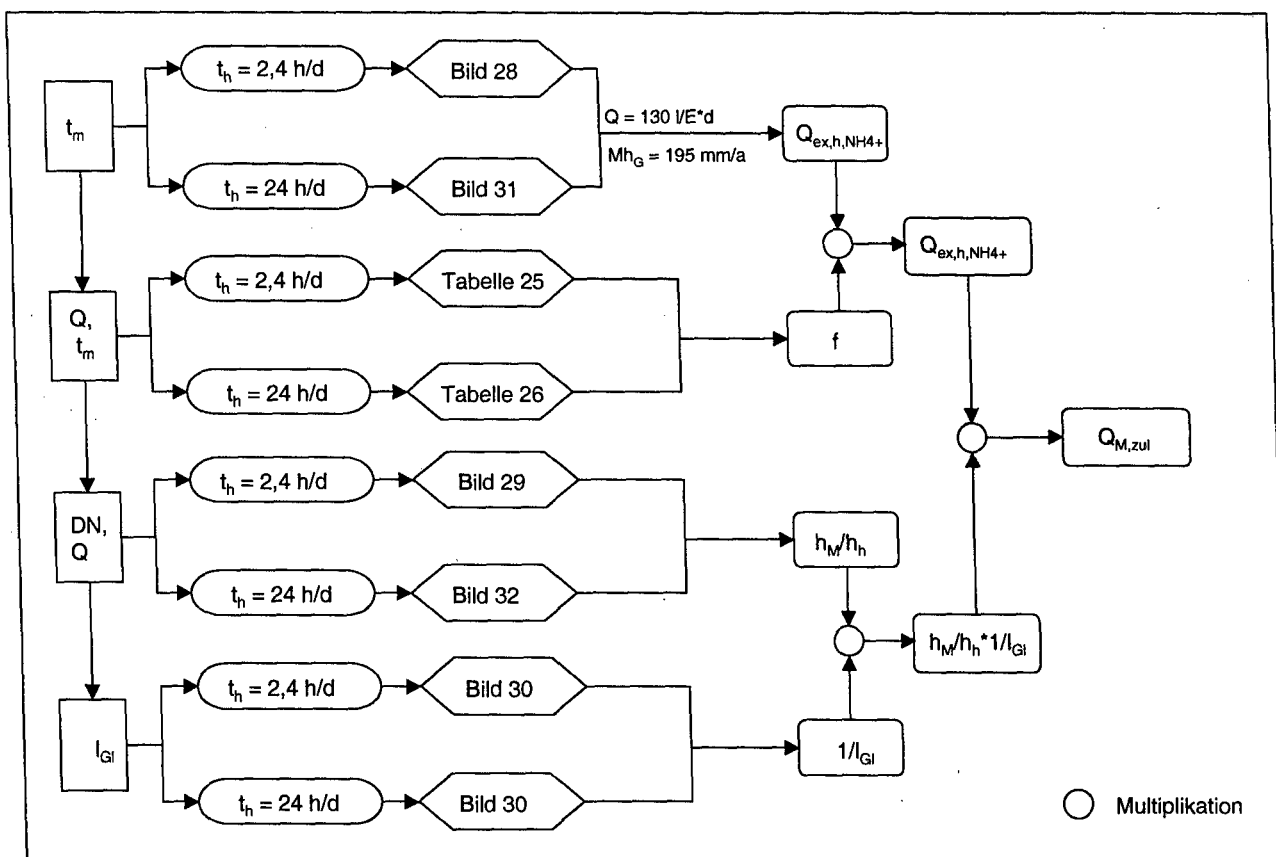


Bild 33: Ablaufdiagramm für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate unter Zuhilfenahme der Bilder und Tabellen.

### Beispiele

Die Eingangswerte für die Berechnung des Beispiels entsprechen den Berechnungsgrundlagen aus Tabelle 24. Die zulässige messbare Exfiltrationsrate wird berechnet für eine mittlere Grundwasserneubildungshöhe in Bayern.

a) Gegeben:  $t_m = 0,4 \text{ h/d}$ ,  $t_h = 2,4 \text{ h/d}$ ,  $l = 30 \text{ m}$ ,  $h_M/DN = 0,7$

	I	II	III	IV	V	VI
Q [l/(E·d)]	$Q_{ex,h}$ [l/s]	f [-]	$h_M/h_h$ [-]	$1/l_{Gl}$ [1/m]	$Q_{M,zul}$ [l/(s·m)]	erf. $l_{Gl}$ [m]
Bemerkungen	Bild 28	Tabelle 25	Bild 29	Bild 30	$V = I \cdot II \cdot III \cdot IV$	$VI = 0,0003/V$
70	0,00045	1,01	11,38	0,033	0,00017	2
130	0,00045	1,0	8,55	0,033	0,00012	3

b) Gegeben:  $Q = 130 \text{ l/E} \cdot \text{d}$ ,  $t_m = 24 \text{ h/d}$ ,  $t_h = 2,4 \text{ h/d}$ ,  $l = 30 \text{ m}$ ,  $h_M/DN = 0,7$

	I	II	III	IV	V	VI
<b>Q</b> [l/(E·d)]	<b>Q<sub>ex,h</sub></b> [l/s]	<b>f</b> [-]	<b>h<sub>M</sub>/h<sub>h</sub></b> [-]	<b>1/l<sub>GI</sub></b> [1/m]	<b>Q<sub>M,zul</sub></b> [l/(s·m)]	<b>erf. l<sub>GI</sub></b> [m]
Bemerkungen	Bild 31	Tabelle 25	Bild 32	Bild 30	$V = I \cdot II \cdot III \cdot IV$	$VI = 0,0003/V$
70	0,00004	1,0	32,8	0,033	0,00004	7,5
130	0,00004	1,0	24,68	0,033	0,00003	10

## 6.5 Ableitung von Prüfkriterien unter Verwendung der Dichtheitsprüfung mit Freispiegelabfluss

### 6.5.1 Ableitung eines Prüfwertes

Ziel ist die Ableitung eines auf der sicheren Seite liegenden Prüfwertes. Aus diesem Grunde werden die für die Berechnung notwendigen Parameter so gewählt, dass diese zwar praxisnah sind aber dennoch genügend Sicherheit aufweisen.

In die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate gehen nach Gleichung 8 und 9 folgende Parameter ein:

- Stoffkonzentrationen  $c_{h,x}$ ,  $c_{G,x}$ ,  $c_{t,x}$

Die Konzentrationswerte nach Tabelle 19 wurden aus in der Literatur zitierten Messwerten für häusliches Schmutzwasser entnommen. Der Prüfwert ist deshalb nur für Grundleitungen gültig, in denen durchschnittlich verschmutztes häusliches Schmutzwasser abgeleitet wird. Die Eliminationsraten der Stoffkonzentrationen im Boden wurden in

Tabelle 20 als Mittelwerte von in der Literatur publizierten Werten aufgenommen (s. Anlage 4 und 5).

- Grenzwerte  $c_{zul,x}$ :

Die in der Berechnung zulässigen Stoffkonzentrationen vor Eintritt in den Grundwasserleiter wurden dem LFW-MERKBLATT (1998) Nr. 3.8-10, der EG-RICHTLINIE (1980) und der TRINKWV (1990) entnommen. Durch die Einhaltung dieser zulässigen Werte ist eine Gefährdung des Grundwassers nicht zu besorgen.

- mittleres Grundwasserneubildungsvolumen  $MV_G$ :

Für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate wird das mittlere Grundwasserneubildungsvolumen verwendet. Dieses wird aus der mittleren Grundwasserneubildungshöhe  $Mh_G$  (WASSERWIRTSCHAFT FÜR BAYERN, 1996) und den statistischen Parameter  $A_S$  und  $m_{GI}$  gebildet. Als mittlere Grundwasserneubildungshöhe wird nach LFW (1996) der Wert definiert, „der sich als kleinster Mittelwert über eine zusammenhängende 6-Monatsperiode aus den zwölf Monatsmittelwerten der Jahresreihe des Pegels errechnet“. Diese Werte gelten nur für den Freistaat Bayern.

- Anzahl der Stunden pro Tag an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt  $t_h$ :

Dieser Wert wird für die Berechnung mit 2,4 h/d angesetzt. Damit wird das Verbrauchsverhalten der Bevölkerung abgebildet.

- Anzahl der Stunden an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt  $t_m$ :

Das gleichzeitige Abfließen von häuslichem Schmutzwasser und Regenwasser wird mit 0,4 h/d abgeschätzt.

- Wasserverbrauch  $Q$ :

Der mittlere Wasserverbrauch von privaten Haushalten kann nach statistischen Angaben (JAHRESBERICHT DER WASSERWIRTSCHAFT, 1999) mit 127 l/(E·d) angegeben werden. Der Wasserverbrauch einzelner Haushalte mit Erwerbstätigen und Schulkindern kann erfahrungsgemäß darunter liegen. Eine statistische Erhebung dazu liegt jedoch nicht vor. Der angesetzte Wasserverbrauch von 127 l/(E·d) liegt demnach auf der sicheren Seite.

- Fließtiefe während der Prüfung  $h_M$ :

Das Prüfgerät ist konzipiert für eine Fließtiefe während der Prüfung von bis zu 70 % des Rohrdurchmessers. Hierbei handelt es sich um den in der Regel der Bemessung zugrunde gelegten Füllungsgrad, der im Betrieb sehr selten erreicht wird. Die bei der Messung eingestellte Fließtiefe liegt demnach auf der sicheren Seite.

- Grundleitungslänge  $l_{GI}$ :

Die mittlere Grundleitungslänge wird auf Grund der in der Literatur veröffentlichten Werte mit 30 m für die Berechnung angesetzt (s. Tabelle 2). Diese Grundleitungslänge wurde für ländlich strukturierte Gebiete angegeben. In Städten beträgt die mittlere Grundleitungslänge ca. 10 m. Die zum Ansatz gebrachte Grundleitungslänge liegt demnach auf der sicheren Seite.

Die für die Berechnung des Prüfwertes notwendigen Eingabeparameter sind in Tabelle 27 nochmals zusammengestellt.

Tabelle 27: Zusammenstellung der notwendigen Eingabeparameter für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate.

Parameter	Einheit	Wert
<b>Q</b>	$l/E \cdot d$	127
<b>t<sub>h</sub></b>	$h/d$	2,4
<b>t<sub>m</sub></b>	$h/d$	0,4
<b>h<sub>M</sub>/DN</b>	-	0,7
<b>l<sub>GI</sub></b>	m	30

Unter Verwendung von Gleichung 8 und Gleichung 9 ergibt sich eine zulässige messbare Exfiltrationsrate  $Q_{M,zul}$  von 0,00012 l/(s·m). Nach Gleichung 10 folgt daraus unter Ansatz einer mit für das Prüfgerät definierten Messungenauigkeit  $Q_{M,m}$  von  $1 \cdot 10^{-4}$  l/s und einem Sicherheitsbeiwert von 3 eine erforderliche Grundleitungslänge von 3 m.

Die notwendige Versickerungsfläche  $A_{S,GI}$  errechnet sich nach Gleichung 11 zu 1,5 m<sup>2</sup>/m.

Tabelle 28: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse für die Prüfung von Grundleitung privater Gebäude mit häuslichem Schmutzwasser im Freistaat Bayern.

Parameter	Einheit	Ergebnis
<b>Q<sub>M,zul</sub></b>	$l/(s \cdot m)$	0,00012
<b>erf. l<sub>GI</sub></b>	m	3
<b>A<sub>S,GI</sub></b>	m <sup>2</sup> /m	1,5

### 6.5.2 Prüfablauf und Anwendungsbereiche des Prüfverfahrens

Das beschriebene Prüfverfahren kann alternativ zur optischen Prüfung mittels Kanalfernsehkamera oder Dichtheitsprüfung von Grundleitungen mit Wasserdruck, Luftüber- oder Luftunterdruck verwendet werden.

Voraussetzung für den Einsatz ist, dass die jeweiligen Grundleitungen

- sich bereits seit längerer Zeit in Betrieb befinden und entsprechend den a.a.R.d.T. geringere Anforderungen an die Dichtheitsprüfung als neu gebaute Anlagen erfüllen dürfen (d. h. nicht zur Neubau- oder Gewährleistungsabnahme),
- ausschließlich durchschnittlich verschmutztes häusliches Abwasser ableiten,
- oberhalb des Grundwassers liegen,
- nur selten durch Rückstau aus der öffentlichen Kanalisation eingestaut werden
- außerhalb von Wassergewinnungsgebieten, Heilquellenschutzgebieten und Karstgebieten liegen und
- länger als 3 m sind.

Werden diese Bedingungen erfüllt kann das Prüfverfahren eingesetzt werden. Vor Prüfbeginn sollte der Rohrumfang, der mit einer Blase abgesperrt wird, sanft gereinigt werden. Der Einsatz eines Hochdruckspülverfahrens sollte vermieden werden, da dadurch die sich seit



längerem im Betrieb befindliche Grundleitung eventuell beschädigt wird und die im Schadensbereich erfolgte Selbstdichtungseffekt zerstört wird.

Der durch die Prüfung erhaltene Messwert  $Q_{\text{Messung}}$  wird mit der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate  $Q_{\text{M,zul}}$  verglichen. Die zulässige messbare Exfiltrationsrate wurde mit  $0,00012 \text{ l/(s}\cdot\text{m)}$  für einen Füllungsgrad von 70 % und die notwendige Grundleitungslänge mit 3 m errechnet. Die zulässige messbare Exfiltrationsrate ist unabhängig von der Nennweite der Grundleitung.

Eine Prüfdauer kann für das Prüfgerät nur eingeschränkt angegeben werden (s. Teil 1 des Mitteilungsheftes). Die im Prüfablauf (Bild 34) für eine Messungenauigkeit von  $1 \cdot 10^{-4} \text{ l/s}$  angegebene mindestens erforderliche Prüfdauer von drei Minuten wurde unter Laborbedingungen ermittelt.

Die Prüfdauer ist abhängig

- von der festgelegten Messungenauigkeit.
- vom verwendeten Prüfgerät (Tank, Pumpe) und
- von der zu untersuchenden Grundleitung (Gefälle, Rauheit)

Die Fließtiefe während der Messung sollte 0,7 DN betragen.

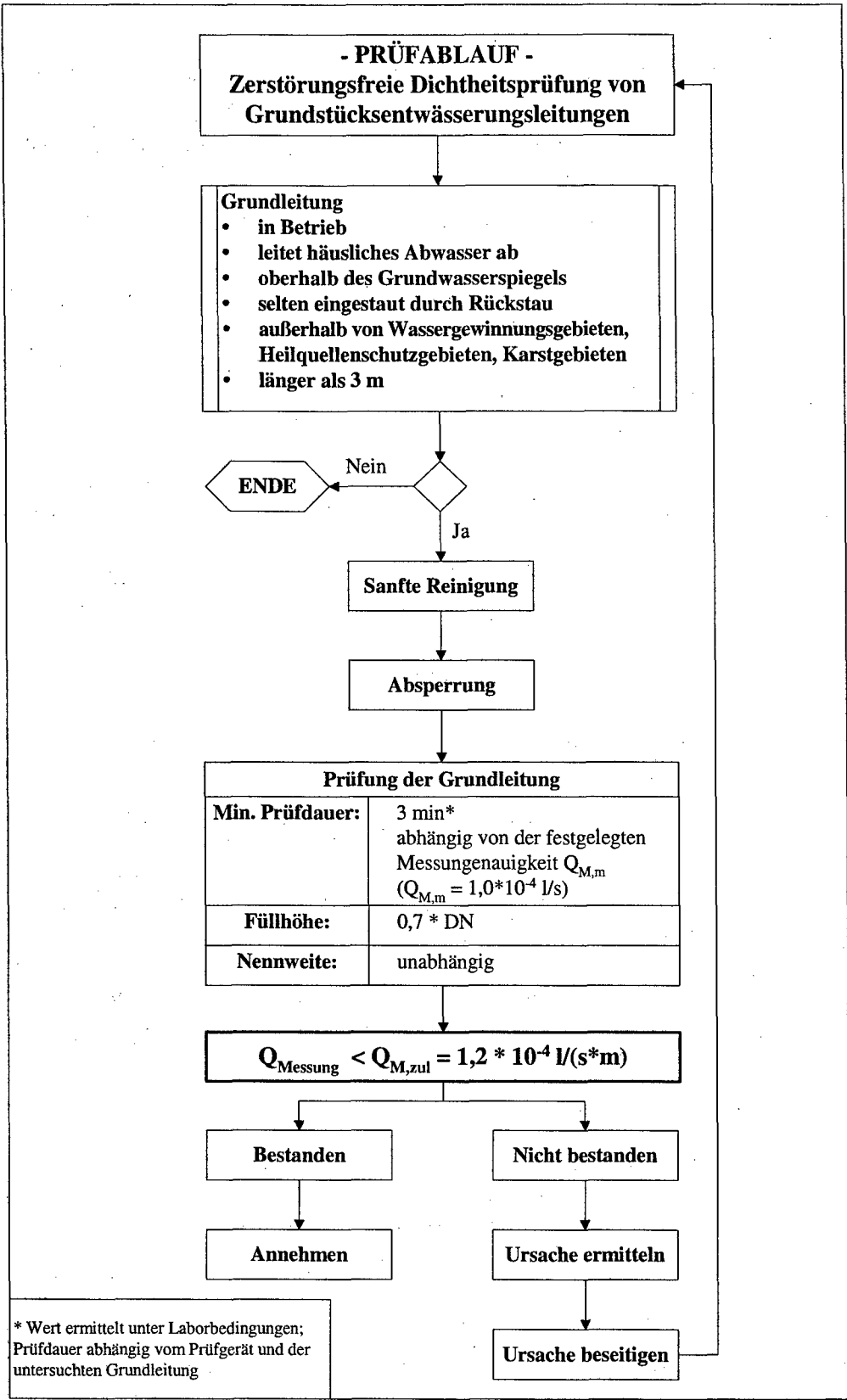


Bild 34: Prüfablauf für die Prüfung alter Grundleitungen im Freispiegelabfluss in Bayern.

### 6.5.3 Vergleich mit geltenden Prüfvorschriften

Die festgelegte zulässige Exfiltrationsrate wird im Folgenden mit geltenden Prüfvorschriften verglichen. Die einzelnen Prüfvorschriften sind von STEIN (1999), LOY (1999) und im LFW-MERKBLATT (1999) 4.3-8 „Prüfung alter und neuer Abwasserkanäle“ hinreichend beschrieben.

Grundsätzlich muss bei der Dichtheitsprüfung zwischen der Neubauabnahme und der Wiederholungsprüfung unterschieden werden. Die Dichtheitsprüfung soll zeigen, ob der Kanal unter den üblichen Betriebsbedingungen noch dicht ist. Die Anforderungen an die Dichtheit sind deshalb geringer als bei der Neubauabnahme. Auch soll der unter den täglichen Betriebsbedingungen dichte Kanal nicht infolge eines hohen Prüfdrucks undicht werden (LOY, 1999). In Tabelle 29 bis Tabelle 31 sind die Prüfbedingungen der einzelnen Prüfvorschriften zusammengestellt.

Tabelle 29: Prüfbedingung der Wasserdruckprüfung nach ATV-MERKBLATT M 143 Teil 6 (1998).

<b>Prüfdruck</b>	0,05 bar (am höchsten Punkt des Rohrscheitels)
<b>Vorfüllzeit</b>	in der Regel nicht erforderlich
<b>Prüfzeit</b>	15 min
<b>zulässige Wasserzugabe</b>	0,2 l/m <sup>2</sup> (Leitungen und Schächte) 0,4 l/m <sup>2</sup> (Schächte)

Tabelle 30: Prüfbedingung der Wasserdruckprüfung nach DIN 1986-30 (1995).

<b>Prüfdruck</b>	Auffüllen bis Oberkante Entwässerungsgegenstand
<b>Vorfüllzeit</b>	-
<b>Prüfzeit</b>	15 min
<b>zulässige Wasserzugabe</b>	0,1 l/m <sup>2</sup>

Tabelle 31: Prüfbedingung der Wasserdruckprüfung nach DIN EN 1610 (1997).

<b>Prüfdruck</b>	0,1 - 0,5 bar (über tiefstem, benetztem Leitungsabschnitt)
<b>Vorfüllzeit</b>	1 Stunde
<b>Prüfzeit</b>	30 min
<b>zulässige Wasserzugabe</b>	0,15 l/m <sup>2</sup> (Leitungen) 0,20 l/m <sup>2</sup> (Leitungen und Schächte) 0,40 l/m <sup>2</sup> (Schächte und Inspektionsöffnungen)

Das ATV-MERKBLATT M 143 Teil 6 (1998) und die DIN 1986-30 (1995) beschäftigen sich mit der Dichtheitsprüfung bestehender, in Betrieb befindlicher Entwässerungssysteme zur Abwasserableitung. Die vorgeschlagenen Prüfwerte werden deshalb mit den in diesen technischen Regeln festgelegten Prüfbedingungen verglichen.

Tabelle 32: Vergleich der zulässigen gemessenen Exfiltrationsraten nach ATV-M 143/6, DIN 1986-30 und Dichtheitsprüfung Freispiegelabfluss während der Prüfung.

Prüfvorschrift	zulässige Exfiltration [l/(s·m)]		
	DN 100	DN 150	DN 200
ATV-M 143 Teil 6	0,00007	0,0001	0,00014
DIN 1986-30	0,000035	0,00005	0,00007
Dichtheitsprüfung Freispiegelabfluss	0,00012	0,00012	0,00012

Der Vergleich macht deutlich, dass mit der Freispiegelprüfung höhere Exfiltrationsraten während des täglichen Betriebs einer defekten Grundleitung zugelassen werden, jedoch unter Berücksichtigung umweltrelevanter Randbedingungen und mit Annahmen, die auf der sicheren Seite liegen (tatsächlicher Wasserverbrauch, Grundleitungslänge u. a.).

6.6 Überprüfung der Prüfkriterien an konkreten Beispielen

Anhand der Städte München und Ingolstadt sowie des Abwasserzweckverbandes Ammersee-Ost wird der Berechnungsansatz durchgespielt und die errechneten zulässigen messbaren Exfiltrationsraten mit den in Bild 34 dargestellten Prüfwerten verglichen.

Wie in den allgemeinen Berechnungen wurden die Stoffkonzentrationen nach Tabelle 19 und die Grenzkonzentrationen nach Tabelle 22 verwendet.

Der häusliche Schmutzwasserabfluss wurde auf 127 l/(E·d) und die Anzahl der Stunden an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt auf 2,4 h/d festgesetzt. Abfließendes Mischwasser in der Grundleitung wurde mit 0,4 h/d berücksichtigt. Die für die Berechnung benötigten statistischen Angaben wurden durch die Stadtentwässerung Ingolstadt und den Zweckverband Ammersee-Ost vorgegeben. Für die Stadt München wurden die Daten nach Auskunft der Stadtentwässerungswerke München, aus dem STATISTISCHEN JAHRBUCH DER LANDESHAUPTSTADT MÜNCHEN (1999) und dem UMWELTATLAS MÜNCHEN (1997) gewonnen. In Tabelle 33 sind die wichtigsten Eingabewerte enthalten (s. auch Anlage 10).

Tabelle 33: Eingabewerte für die Vergleichsrechnungen.

<sup>1</sup> aus optischer Inspektion ermittelt <sup>2</sup> aus Erfahrungswerten abgeschätzt		Einheit	München	Ingolstadt	AZV Ammersee-Ost
Grundleitungslänge	l <sub>Gl</sub>	[m]	10 <sup>2</sup>	12 <sup>2</sup>	30 <sup>1</sup>
Nennweite	DN	[-]	150	150	150
Anzahl der Grundleitungen	m <sub>Gl</sub>	[-]	155716	20500	9500
Einwohner	EW	[-]	1313047	114611	32500
Versickerungsflächen	A <sub>S</sub>	[ha]	4900	2000	380
Gebäudeflächen	A	[ha]	8394	367	184

In Tabelle 34 sind die Berechnungsergebnisse aufgelistet und mit den für Bayern ermittelten mittleren Prüfwerten verglichen. Die ausführlichen Berechnungen sind in Anlage 10 dargestellt.

Tabelle 34: Vergleich der Ergebnisse der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate der Beispielrechnungen mit den Angaben ermittelt für Bayern.

		München	Ingolstadt	AZV Ammersee-Ost	Bayern
$V_{G,m}/I_{GI}$	[l/(a·m)]	10416	13740	4413	3834
$Q_{M,zul}$	[l/(s·m)]	0,00028	0,00043	0,00018	0,00012
erf. $I_{GI}$	[m]	1	1	2	3

Die Berechnungsbeispiele zeigen, dass im Vergleich mit den mittleren Prüfwerten für Bayern wegen dem höheren Verhältnis des mittleren Grundwasserneubildungsvolumens zur mittleren Grundleitungslänge etwas höhere Exfiltrationsraten für die Städte München und Ingolstadt und dem Abwasserzweckverband Ammersee-Ost rechnerisch zulässig sind. Für den Zweckverband Ammersee-Ost mit weitgehend ländlicher Prägung wurden niedrigere zulässige Exfiltrationsraten errechnet als für die Städte München und Ingolstadt, was durch die größeren mittleren Grundleitungslängen begründet ist.

Die Überprüfung der Prüfkriterien an diesen Beispielen zeigt, dass die ermittelte zulässige messbare Exfiltrationsrate für Bayern Reserven aufweist.

## 7 Zusammenfassung

Über den Zustand der Grundstücksentwässerungsanlagen liegen nur wenige Informationen vor. Der in der Literatur angegebene Prozentsatz der Grundleitungen mit sichtbaren Schäden liegt zwischen 21 und 60 % (KIPP, 1992), (DOHMANN, 1995), (SCHNEIDER, 1997), (FIEDLER, 1997) und wird damit höher eingeschätzt als der der öffentlichen Kanalisation (DYK&LOHAUS, 1998). Das Gefährdungspotential der Grundleitungen ist als hoch einzustufen (DOHMANN, 1995). Genaue Angaben über die Länge der Grundleitungen liegen nicht vor. Nach Literaturangaben schwankt das Verhältnis von öffentlicher Kanalisation zu privaten Grundstücksentwässerungsanlagen zwischen 1:1 und 3:1.

Rohrstatische Untersuchungen zur Standfestigkeit von Rohren zeigten, dass sichtbar längsgerissene Rohre mit intakter Bettung immer noch eine ausreichende Standfestigkeit aufweisen (STEIN, 1994).

Untersuchungen zur quantitativen und qualitativen Exfiltration von Abwasser aus beschädigten Kanälen wurden im Rahmen eines von Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderten Forschungsprojektes durchgeführt (DOHMANN, 1999).

Die Exfiltrationsrate von Schmutzwasser aus einem beschädigten Kanal ist abhängig von

- der Schadensart
- der Schadensgröße
- der Lage des Rohrschadens
- den Abflussverhältnissen (Fließtiefe, Feststoffgehalt)
- der Exfiltrationsdauer
- der Bodenart und der Durchlässigkeit des Bodens

Das Gefährdungspotential eines Einzelschadens für die Umwelt ist von der Häufigkeit seines Auftretens, den hydraulischen Bedingungen im Kanal und von der Versickerungskapazität des Bodens abhängig. Aus den Ergebnissen der durchgeführten Untersuchungen kann nach DOHMANN (1994) folgende Reihenfolge der **Schadensarten** von Rohren bezüglich ihrer Umweltgefährdung abgeleitet werden:

Tabelle 35: Wertung von Schadensarten bez. ihrer Umweltgefährdung (DOHMANN, 1994).

Wertung	Schaden
1	Scherbenbildung
2	Lageabweichung von Rohrverbindungen
3	unsachgemäß angeschlossene Anschlussleitungen
4	Längs- und Querriss
5	Wurzeleinwuchs

Längsrisse werden während eines ungestörten Abflusses fast vollständig durch die im häuslichen Abwasser enthaltenen Feststoffe abgedichtet. Bei Rohrschäden mit einer größeren Querschnittsfläche (Muffenversatz, Scherben usw.) wird durch die auftretende innere und äußere Kolmation die Abwasserexfiltration zum Teil erheblich verringert.

Die **Lage eines Rohrschadens** ist insofern von Bedeutung, da Schäden im Kämpfer und Scheitelpunkt auf Grund der herrschenden geringen Fließtiefen keine Rolle spielen.

Gleichzeitig weisen selten benetzte Kanalschäden, z. B. im Rohrscheitel, keine bzw. nur eine sehr geringe Selbstdichtung auf. Messungen haben ergeben, dass es bei einem Einstau des Kanals zu einer steigenden Exfiltration aus einem Scheitellängsriss schon bei geringer Druckhöhe kommt.

Die **Abflussverhältnisse** in einem Kanal werden bestimmt von der Anzahl der angeschlossenen Einwohner, deren Verbrauchergewohnheiten und dem Anteil aus Niederschlagsabfluss. Die Fließtiefe wird bestimmt vom Durchfluss in der Grundleitung. Untersuchungen haben gezeigt, dass der Beginn einer messbaren Exfiltrationsmenge von einer Mindestdruckhöhe abhängig ist (DOHMANN, 1994). Die im häuslichen Abwasser enthaltenen Feststoffe setzen sich am Rohrschaden fest und führen zu einer äußeren Kolmation. Durch die Druckhöhe aufgrund der Fließtiefe kommt es an der Schadensstelle zu einer vertikalen Wasserbewegung. Dadurch sickern Feststoffe in die Poren des Bodens ein und führen zu einer inneren Kolmation und damit zu einer Reduzierung der exfiltrierenden Abwassermenge. Durch die längere Kontaktzeit kommt es zu einem starken mikrobiellen Bewuchs (Biofilm), und die damit verbundene Verringerung des Porenraums und der Wasserdurchlässigkeit des Bodens führt zu einem starken Rückgang der Exfiltration.

Mit fortschreitender **Exfiltrationsdauer** nimmt die bakteriologische Besiedelung des Bodenkörpers in unmittelbarer Nähe des Schadens zu. Dadurch wird die Durchlässigkeit des Bodens und damit die Exfiltrationsrate weiter reduziert. Diese Effekte werden als Selbstdichtung bezeichnet, die jedoch temporär begrenzt sind. Bei Störung des sich einstellenden Gleichgewichts z. B. durch eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit aufgrund stark schwankender Abflussereignisse, einer Druckreinigung oder einer Dichtheitsprüfung (Über- und Unterdruck, Wasser, Luft) kommt es wieder zu einem Anstieg der Exfiltration. Dies ist insbesondere bei einer Kanalreinigung mit Hochdruckspülung zu beachten (HARTMANN, 1996).

Zur Bestimmung der Grenzen möglicher Exfiltrationsraten in Abhängigkeit von der **Bodenart** und der **Durchlässigkeit des Bodens** wurde der minimale und maximale Leakage Faktor L aus den Untersuchungsergebnissen von DOHMANN (1994) und STEGNER (1995) bestimmt. Diese sind in Tabelle 36 zusammengefasst.

Tabelle 36: Berechnung des Leakage Faktors L aus den Untersuchungsergebnissen nach DOHMANN (1994) und STEGNER (1995).

Autor	DOHMANN (1994)		STEGNER (1995)	
min L [1/s]	0,0001		0,001	
	Bodenart:	Feinsand (S, f)	Bodenart:	Grobsand (S, g)
	Durchlässigkeit $k_f$ (m/s):	$5,7 \cdot 10^{-4}$	Durchlässigkeit $k_f$ (m/s):	$4 \cdot 10^{-3}$
max L [1/s]	0,0003		0,01	
	Bodenart:	Feinsand (S, f)	Bodenart:	Grobkies (G, g)
	Durchlässigkeit $k_f$ (m/s):	$5,7 \cdot 10^{-4}$	Durchlässigkeit $k_f$ (m/s):	$1,75 \cdot 10^{-1}$
Anmerkungen	Sohllängsriss		lokal begrenzter Schaden $15 \text{ cm}^2 \leq A \leq 30 \text{ cm}^2$	

Daraus kann eine Berechnung möglicher Exfiltrationsraten in Abhängigkeit von der Bodenart, der Fließtiefe und der Schadensgröße erfolgen. In Tabelle 37 sind Bodenarten und deren korrespondierende Leakage Faktoren L zusammengestellt.

Tabelle 37: Bodenarten und deren korrespondierenden Leakage Faktoren L nach DOHMANN (1994) und STEGNER (1995).

Bodenart	Leakage Faktor L
Ton (T) – Feinsand (S, f)	0 – 0,0003
Feinsand (S, f) - Grobsand (S, g)	0,0003 – 0,001
Grobsand (S, g) - Grobkies (G, g)	0,001 – 0,01

Die Exfiltrationsraten können mit Hilfe der vorliegenden Untersuchungsergebnisse und der Auswertungen nur abgeschätzt werden.

Bei der Exfiltration von Abwasser kommt es zu einer Wechselwirkung mit dem Boden. Dabei werden mechanische, biologische und physikalisch-chemische Prozesse unterschieden. In Tabelle 38 sind für verschiedene Bodenarten signifikante Stoffumsetzungen innerhalb der Bodenpassage des exfiltrierten Abwassers angegeben (RETTINGER, 1991).



Tabelle 38: Signifikante Stoffumsetzungen mit Reaktionsmechanismen (RETTINGER, 1991).

Param.	Kies	Mittel- Grob- sand	Feinsand	Schluff	Prozesse im Makroporenraum
PH	+		+	+	Pufferung, CO <sub>2</sub> -Entgasung
L <sub>f</sub>	-	-	-		CO <sub>2</sub> -Entgasung, Fällung
O <sub>2</sub>	+	+	+	+	O <sub>2</sub> -Lösung
Ca <sup>2+</sup>	+		+		Calcitlösung/Kationenaustausch
Mg <sup>2+</sup>		+	-	+	Dolomitlösung/Kationenaustausch
K <sup>+</sup>	+	+	-	-	CO <sub>2</sub> -Entgasung
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	-	-	-	-	CO <sub>2</sub> -Entgasung
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	+	+	+	+	Nitrifikation
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	-	-	-	-	Nitrifikation
TKN	-	-	-	-	Nitrifikation + Mineralisierung (N <sub>org</sub> )
N <sub>org</sub>	-	-	-	-	Mineralisierung von N <sub>org</sub>
Ges. P	-	-	-	-	Sorption und Fällung
CSB	-	-	-	-	aerobe Respiration
BSB <sub>5</sub>	-	-	-	-	
DOC	-	-	-	-	
Fe	-	-	-	-	Fe(II)- und Mn(II)- Oxidation
Mn	-	-	-	-	
Zn	-	-	-	-	Koordinationsreaktionen mit gelösten Liganden und reaktiven Oberflächen
Ni			+		
Cr		-	-	-	
Co					
Cu	+	-	-		
Cd	-			-	
Pb			-		

+: Substanzzunahme

-: Substanzabnahme

Untersuchungen zeigten auf, dass die Elimination von organischen Abwasserinhaltsstoffen (ORTH&EBERS, 1988), (RETTINGER, 1991), (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992), (HAGENDORF&CLODIUS, 1994), (HARTMANN, 1996), die chemische Umsetzung von Stickstoff

(RETTINGER, 1991), (EBERS&BISCHOFBERGER, 1992), (HARTMANN, 1996) und die Adsorption von Schwermetallen (RETTINGER, 1991), (DAVIDS&WILDERER, 1996) überwiegend im sich zwischen Rohrschaden und Boden ausbildenden Biofilm erfolgt.

Organische Abwasserinhaltsstoffe werden vorwiegend unter aeroben Verhältnissen mikrobiell abgebaut. Die Eliminationsleistung von organischen Abwasserinhaltsstoffen wird in der Literatur für BSB<sub>5</sub> zwischen 70 % bis 99 %, für CSB zwischen 50 % bis 95 % angegeben (Anhang 4). Nach Untersuchungen von RETTINGER (1991) erfolgt die Elimination organischer Abwasserinhaltsstoffe fast vollständig in den ersten 10 bis 30 cm unter dem Rohrschaden. Darunter ist mit keiner nennenswerten Eliminationsleistung zu rechnen.

Nach Untersuchungen von RETTINGER (1991), EBERS&BISCHOFBERGER (1992) und HARTMANN (1996) wird der reduzierte Stickstoff im oberen Bereich der Sickerstrecke zu fast 100 % nitrifiziert. Der reduzierte Stickstoff wird dabei zu Nitrat oxidiert, weshalb gewonnene Sickerwasserproben sehr hohe Nitratkonzentrationen aufwiesen, die die Richtwerte der Trinkwasserversorgung deutlich überschritten (RETTINGER, 1991). In schluffigen Böden erfolgt ein Rückhalt von Nitrat durch Adsorption. Die Untersuchungen erfolgten sowohl in bindigen als auch in nicht bindigen Bodenarten.

Metalle werden im Boden an Tonmineralen, organischen Substanzen und pedogenen Sesquioxiden adsorbiert. Die Adsorptionskapazität in bindigen Böden ist auf Grund der an den Tonmineraloberflächen vorhandenen Sesquioxide (Fe-, Al- und Mn-Oxide) höher als von nicht bindigen Böden. Bei der Adsorption wirken eine Vielzahl von Mechanismen mit (Kationenaustausch, spezifische Adsorption, Mitfällung und Reaktion mit organischen Komplexbildnern). Nach ALLOWAY (1999) ist es schwer den Rückhalt von Metallen im Boden den einzelnen Prozessen genau zuzuordnen. Der Biofilm hatte nach Untersuchungen von RETTINGER (1991), HAGENDORF&CLODIUS (1994) und DAVIDS&WILDERER (1996) einen entscheidenden Einfluss auf den Rückhalt von Schwermetallen.

Alle vorgestellten Untersuchungen belegen, dass umweltrelevante Konzentrationserhöhungen überwiegend auf die oberen 10 cm unterhalb der Rohrsohle im Bereich der Biofilmbildung beschränkt bleiben. Unterschiedliche Sickerwassermengen haben demzufolge keinen bzw. nur einen geringen Einfluss auf die mikrobielle Umsetzung der exfiltrierten Schmutzstoffe und auf die Eliminationsleistung. Auch die verschiedenen Bodenarten weisen keine signifikanten Unterschiede in der mikrobiellen Stoffumwandlung auf. Der Grund hierfür liegt in dem sich ausbildenden Biofilm. Wichtig ist, dass ein genügend tiefer Reaktionsraum für die Stoffumsetzung zwischen beschädigter Grundleitung und dem Grundwasser vorhanden ist. Nach HAGENDORF&CLODIUS (1994) sollte der Abstand größer als 2 m sein. Nach DIN 4261 (1991) „Kleinkläranlagen“ sollten Versickerrohre mit einem Abstand von mindestens 60 cm zum höchsten Grundwasserstand verlegt werden.

Zur Berechnung von zulässigen Wasserverlusten bei der Dichtheitsprüfung mit Freispiegelabfluss für Leitungen in der ungesättigten Bodenzone unter Einbeziehung der Umweltverträglichkeit wurde ein Ansatz gewählt, der die Verdünnung von im exfiltrierten häuslichem Schmutz- und Mischwasser enthaltenen Stoffe mit versickertem Niederschlagswasser betrachtet. GOLWER (1985) vertritt die Ansicht, dass die Verdünnung der Schadstoffkonzentration eine Form der Stoffelimination darstellt. Zusätzlich wurden für im Sickerwasser

enthaltene organische, biologisch abbaubare Abwasserinhaltsstoffe (DOC) und für Nährstoffe (N) wahrscheinlich auftretende Eliminationsraten während der Bodenpassage einbezogen. Nach BACHMANN ET AL. (1998) können Abbau und Verdünnung von Schadstoffen oder ihr Rückhalt im Boden bei Überlegungen zur Verhältnismäßigkeit von Maßnahmen zur Gefahrenabwehr berücksichtigt werden. Für diesen Verdünnungsansatz wurde, unter Berücksichtigung zulässiger Stoffkonzentrationen beim Eintritt in den Grundwasserleiter, eine Funktion abgeleitet mit der zulässige messbare Exfiltrationsraten berechnet werden können. Der Berechnungsansatz basiert darauf, dass es bei der Bodenpassage des exfiltrierten Abwassers zu einer Verdünnung durch versickerndes Regenwasser und damit zu einer Abnahme der Stoffkonzentration vor Erreichen des Grundwasserleiters sowie zu einem Abbau bestimmter Abwasserinhaltsstoffe im Biofilm kommt. Als Berechnungsgrundlage dienten Literaturangaben für Stoffkonzentrationen im häuslichen Abwasser und im Dachabfluss sowie für Stoffumsetzungen und Eliminationsraten während der Bodenpassage. Über statistische Angaben wurden die Einwohnerzahl, die Anzahl der Grundleitungen, die mittlere Grundleitungslänge und Flächengrößen erhoben. Zusätzlich wurden für die Berechnungen die Grundwasserneubildungshöhen benötigt. Die Berechnungsgrundlagen wurden zwar möglichst praxisnah gewählt, wiesen jedoch genügend Sicherheit auf, so dass ein Berechnungsergebnis erzielt wurde, das auf jeden Fall auf der sicheren Seite liegt.

Berechnet wurden

- die zulässige messbare Exfiltrationsrate  $Q_{M,zul}$ ,
- die erforderliche Grundleitungslänge erf.  $l_{GI}$  und
- die mindestens notwendige Versickerungsfläche pro Grundleitung  $A_{S,GI}$ .

Für eine Parameterstudie wurden

- die Anzahl der Stunden pro Tag, an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt  $t_m$ ,
- der Wasserverbrauch pro Einwohner am Tag  $Q$ ,
- die Anzahl der Stunden pro Tag, an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt  $t_h$ ,
- die Rohrnennweite  $DN$ ,
- die Fließtiefe in der Grundleitung während der Prüfung  $h_M$  und
- die Grundleitungslänge  $l_{GI}$ .

variiert.

Als Vergleichskonzentrationen die nicht überschritten wurden, dienten Richtwerte bei deren Einhaltung nur eine geringe bzw. keine Verunreinigung vorliegt (LFW-MERKBLATT, 1998).

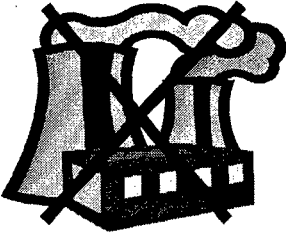

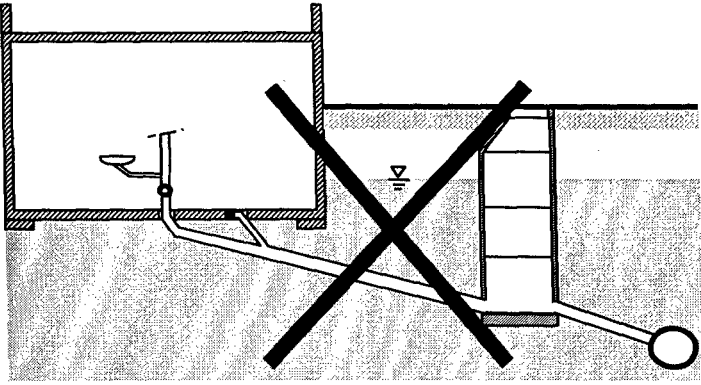
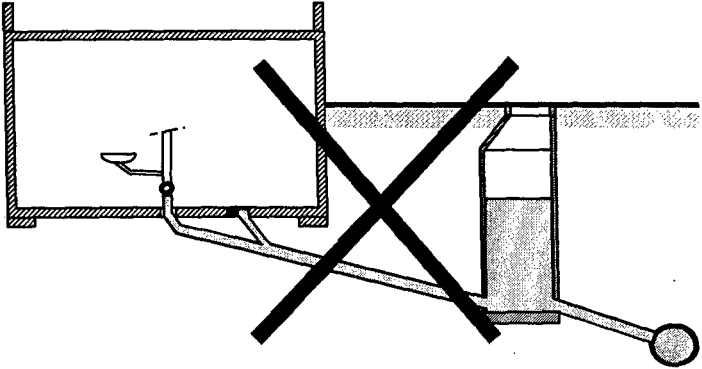
Die niedrigsten zulässigen messbaren Exfiltrationsraten ergaben sich für den Leitparameter Ammonium unter Annahme einer 50 %-igen Nitrifikation. Einen sehr starken Einfluss auf die zulässige messbare Exfiltrationsrate hatte die richtige Wahl der Anzahl der Stunden, an denen das häusliche Abwasser in der Grundleitung abfließt. Der pauschale Ansatz einer über den ganzen Tag konstant abfließenden Abwassermenge ergab eine um den Faktor 4 kleinere zulässige messbare Exfiltrationsrate. Die Nennweite der Grundleitung hat keine Bedeutung für die zulässige messbare Exfiltrationsrate.

Auf Grundlage der Berechnungsergebnisse wurde ein Prüfablauf aufgezeichnet (Bild 34). Der darin enthaltene Prüfwert gilt

- für den Freistaat Bayern unter Verwendung von Mittelwerten
- für private Grundleitungen mit durchschnittlich verschmutztem häuslichem Schmutz- und Mischwasserabfluss und einer Länge von mindestens drei Meter,
- für die Grundleitungsnennweiten DN 100, DN 150 und DN 200.
- für Grundleitungen, die sich bereits seit längerer Zeit in Betrieb befinden und entsprechend den a.a.R.d.T. geringere Anforderungen an die Dichtheitsprüfung als neu gebaute Anlagen erfüllen dürfen (d. h. keine Neubau- oder Gewährleistungsabnahme),
- für Grundleitungen, die oberhalb des Grundwassers liegen,
- für Grundleitungen die nur selten durch Rückstau aus der öffentlichen Kanalisation eingestaut werden
- für Grundleitungen die außerhalb von Wassergewinnungsgebieten, Heilquellenschutzgebieten und Karstgebieten liegen.

In Tabelle 39 wird der Gültigkeitsbereich des zerstörungsfreien Dichtheitsprüfverfahrens von Grundleitungen veranschaulicht.

Tabelle 39: Gültigkeitsbereich des zerstörungsfreien Dichtheitsprüfverfahrens von Grundleitungen (LOY, 2001 ergänzt).

<b>Wiederholungsprüfungen im Rahmen der Eigenüberwachung</b>	<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <del>Neubau- abnahme</del> </div> <div style="text-align: center;"> <del>Gewährleistungs- abnahme</del> </div> <div style="text-align: center;"> <del>Sanierungs- abnahme</del> </div> <div style="text-align: center;">             Eigenüber- wachung ✓           </div> </div>
<b>Leitungen, die ausschließlich häusliches Abwasser ableiten</b>	
<b>Leitungen außerhalb von Wassergewinnungsgebieten, Heilquellschutzgebieten und Karstgebieten</b>	
<b>Leitungen oberhalb des Grundwasserspiegels</b>	
<b>Leitungen, die nur selten eingestaut werden (Rückstau im öffentl. Kanal)</b>	

In Tabelle 40 sind ist die zulässige messbare Exfiltrationsrate pro Meter Grundleitung aufgelistet.

Tabelle 40: Zusammenfassung der zulässigen messbaren Exfiltrationsraten pro Meter Grundleitung und die erforderliche Grundleitungslänge mit dem Dichtheitsprüfgerät „Freispiegelabfluss“.

Nennweite	100	150	200
$Q_{M,zul} [l/(s \cdot m)]$	$1,2 \cdot 10^{-4}$		
erf. $l_{Gl} [m]$	3		

Zur Kontrolle der vorgeschlagenen Prüfwerte wurde die zulässige gemessene Exfiltrationsrate für die Städte München und Ingolstadt und dem Abwasserzweckverband Ammersee-Ost berechnet. Die Ergebnisse ergaben, dass die im Prüfablauf vorgeschlagenen zulässigen messbaren Exfiltrationsraten schärfer, d. h. niedriger formuliert wurden als für die jeweiligen Randbedingungen der Beispiele (Anzahl der Einwohner, Versickerungsflächen privater Haushalte, Anzahl der Grundleitungen, Grundleitungslänge) notwendig wären.

## 8 Fazit

Die Umweltgefährdung durch exfiltriertes Abwasser aus beschädigten öffentlichen Kanälen wurde Ende des letzten Jahrhunderts intensiv untersucht. Die Diskussion wurde im Zuge der Überarbeitung der Eigenüberwachungsverordnung und der Novellierung europäischer Normen (DIN EN 752) auch auf die privaten Grundleitungen erweitert, mit dem Ziel diese auf Undichtigkeiten zu untersuchen und gegebenenfalls zu sanieren. Auf der Grundlage des Freispiegelabflusses wurde deshalb ein Prüfverfahren entwickelt, das die tatsächlichen Abflussbedingungen in privaten Grundleitungen abbildet. Die im Bericht ausgearbeitete Prüfbedingung greift den Grundgedanken der bereits normierten Prüfvorschriften auf, die einen gewissen Wasserverlust während der Dichtheitsprüfung pro Zeiteinheit zulassen. Die unter Berücksichtigung umweltrelevanter Aspekte abgeleiteten zulässigen messbaren Exfiltrationsraten für die Dichtheitsprüfung im Freispiegelabfluss gelten nur für private Grundleitungen, in denen durchschnittlich belastetes häusliches Schmutz- und Mischwasser abgeleitet wird und deren Rohrsohle sich ständig über dem Grundwasserspiegel befindet.

Bei diesem Berechnungsansatz wird vorausgesetzt, dass im Bodenkörper Reinigungs- und Rückhalte Mechanismen ablaufen. Einerseits galt die Perkolation von Abwasser im Rahmen der dezentralen Abwasserbehandlung wie z. B. die Untergrundverrieselung von häuslichem Abwasser „seit langem als bestes Reinigungsverfahren für kleine Abwassermengen“ (BISCHOFBERGER, 1991). Andererseits müssen auch Forschungsergebnisse jüngerer Zeit beachtet werden, die davor warnen, den Bodenkörper als Rückhaltedium für Schadstoffe zu nutzen (WILDERER ET AL., 1998). Arbeiten von DAVIDS&WILDERER (1996) zeigen, dass irreversible festgelegte Schadstoffe, wie beispielsweise Schwermetalle sehr schnell remobilisiert werden und dann ins Grundwasser gelangen, wenn sich die Milieuverhältnisse im Boden ändern oder geändert werden. Daher muss künftig sichergestellt werden, dass Schwermetalle aus Wasserinstallationen, Dachdeckungen u. a. nicht in den Wasserkreislauf gelangen. Vor allem Forschungen im Rahmen der Umsetzung des Bodenschutzgesetzes müssen zukünftig diese Fragestellungen aufgreifen und für Klärung sorgen.

Abschließend soll darauf hingewiesen werden, dass dieser Ansatz zur Ermittlung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate aus technischen und ökologischen Betrachtungen entstanden ist. Davon auszugehen ist, dass damit der bestmögliche Schutz des Bodens und des Grundwassers unter dem Gesichtspunkt der Verhältnismäßigkeit erreicht wird. Weitere rechtliche Betrachtungen konnten von den Projektbearbeitern nicht angestellt werden.

## 9 Verzeichnisse

### 9.1 Literaturverzeichnis

- ABWV (1997): Verordnung über Anforderungen an das Einleiten von Abwasser in Gewässer (Abwasserverordnung).
- AGW (1996): Die Versickerung von Regenwasser auf die Liegenschaft-Planungsgrundlagen und Beispiele. Direktion der öffentlichen Bauten des Kanton Zürich, Amt für Gewässerschutz.
- ALLOWAY, B. J. (1999): Schwermetalle in Böden – Analytik, Konzentration, Wechselwirkungen. Springer-Verlag: Berlin Heidelberg.
- ATV-ARBEITSBLATT A 118 (1998): Hydraulische Bemessung und Nachweis von Entwässerungssystemen. Entwurf Juni 1998.
- ATV-ARBEITSBLATT A 131 (2000): Bemessung von einstufigen Belebungsanlagen ab 5000 Einwohnerwerten.
- ATV-ARBEITSBLATT A 138 (1999): Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, Oktober 1999, Entwurf.
- ATV-ARBEITSBLATT A 149 (1998): Zustandsklassifizierung und Zustandsbewertung von Abwasserkanälen und -leitungen. Entwurf Stand 01/1998.
- ATV-ARBEITSGRUPPE 1.7.3 (1997): Kanalreinigung mit dem Hochdruckspülverfahren. Korrespondenz Abwasser 44 (1997) H. 4, S. 727-730.
- ATV-HANDBUCH (1996): Mechanische Abwasserreinigung. 4. Auflage, 1996.
- ATV-LANDESGRUPPE BAYERN: Wasserhaushaltsgesetz (WHG) vom 12. November 1996 mit den Änderungen vom 30. April 1998. Sonderdruck des Bayerischen Staatsministeriums für Landesentwicklung und Umweltfragen und der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) e. V., Landesgruppe Bayern, 9. Auflage Juli 1998, S. 3 – 24.
- ATV-MERKBLATT 143-6 (1998): Inspektion, Instandhaltung, Sanierung und Erneuerung von Abwasserkanälen und -leitungen. Teil 6: Dichtheitsprüfung bestehender, erdüberschütteter Abwasserleitungen und -kanäle und Schächte mit Wasser, Luftüber- und Unterdruck.
- BÄCHLE A. ET AL. (1998): Prognose zur Trinkwasserbedarfsentwicklung im Versorgungsgebiet der MVV Mannheim. gwf- Wasser/Abwasser 139 (1998) H. 2, S. 70-78..
- BACHMANN, G. (1998): Fachliche Eckpunkte zur Ableitung von Bodenwerten im Rahmen des Bundes-Bodenschutzgesetzes. Berlin: Erich Schmidt.



- BACHMANN, U., JACOBS T. (1993): Erfahrungen bei der Sanierung privater Kanäle. gwf-Wasser/Abwasser 134 (1993) H. 5, S. 256-261.
- BATELLE INSTITUT (1972): Wasserbedarfsentwicklung in Industrie, Haushalten, Gewerbe, öffentliche Einrichtungen und Landwirtschaft, Prognose des Wasserbedarfs in der BRD bis zum Jahr 2000. Bericht des Battelle-Institutes.
- BAYERISCHES STAATSMINISTERIUM DES INNERN (1990): Betrieb von Kanalisationen; Hinweise zur Instandhaltungspflicht und Haftung. Bekanntmachung vom 25. Juli 1990.
- BAYERISCHES STAATSMINISTERIUM DES INNERN (1991): Änderung des Musters für eine gemeindliche Entwässerungssatzung. Bekanntmachung vom 14. Januar 1991.
- BBODSCHG (1998): Gesetz zum Schutz vor schädlichen Bodenveränderungen und zur Sanierung von Altlasten (BbodSchG). Bundesgesetzblatt I 1998, 502 vom 17. März 1998.
- BEAR, J. (1979): Hydraulics of Groundwater. McGraw-Hill, New York. 1979.
- BENDER, G. (1998): Umsetzung der in NRW geforderten Überprüfung bestehender Grundstücksentwässerungsanlagen. Tagung „Entwicklungen in der Kanalisationstechnik“ vom 28. und 29. Januar, Köln, S. 19/1 – 19/8.
- BENDER, G. (1998): Vergleich länderspezifischer Anforderungen an die Grundstücksentwässerung. Tagung „Entwicklungen in der Kanalisationstechnik“ vom 28. und 29. Januar, Köln, S. 18/1 – 18/10.
- BEVER, J. (1993): Weitergehende Abwasserreinigung. 2. Aufl. München / Wien: Oldenbourg Verlag.
- BISCHOFBERGER, W. (1985): Richtlinien für Kleinkläranlagen und deren Leistung. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der TU München, H. 59. S.37-73.
- BISCHOFBERGER, W. (1985): Richtlinien für Kleinkläranlagen und deren Leistung. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der TU München, H. 59. S.37-73.
- BISCHOFBERGER, W. (1991): Vorwort zu RETTINGER, S. (1992): Wasser- und Stoffdynamik bei der Abwasserperkolatation. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der TU München, H. 97.
- BOLLER, M. (1995): Die Rolle der Siedlungsentwässerung bei der Schadstoffanreicherung in Böden. EAWAG-news.
- BOLLER, M.; HÄFLIGER, M. (1996): Verbleib von Schwermetallen bei unterschiedlicher Meteorwasserversickerung. gwa 76, Nr. 1, S. 3-15.
- BUSSE, J. (1997): Die neue Bayerische Bauordnung (Handkommentar). Hrsg. von der Verlagsgesellschaft Rehm, 2. Auflage.

- DAVIDS, L., WILDERER, P. (1996): Remobilisierung von Schwermetallen aus Abwasserbelasteten Böden und deren Auswirkungen auf die Grundwasserqualität. Abschlussbericht. Wassergüte und Abfallwirtschaft der TU München.
- DECKER, J. (1997): Umweltgefährdung durch undichte Kanäle – Ergebnisse eines BMBF-Forschungsvorhabens. 3R international 36 (1997) H. 9, S. 520-526.
- DECKER, J., MENZENBACH, B. (1995): Belastung von Boden, Grund- und Oberflächenwasser durch undichte Kanäle. awt, H. 4, S. 46-54.
- DWD (1998): Niederschlagsdaten des Deutschen Wetterdienstes.
- DIN 18 196 (1988): Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke. Hrsg. vom Deutschen Institut für Normung e. V.
- DIN 1986 (1992): Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke; Teil 2: Ermittlung der Nennweiten von Abwasser- und Lüftungsleitungen. Hrsg. vom Normenausschuß Wasserwesen (NAW) im DIN Deutsches Institut für Normung e. V..
- DIN 1986-30 (1995): Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke. Teil 30: Instandhaltung.
- DIN 4045 (1985): Abwassertechnik, Begriffe.
- DIN 4261/1 (1991): Kleinkläranlagen – Anlagen ohne Abwasserbelüftung; Anwendung, Bemessung und Ausführung.
- DIN EN 1610 (1997): Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanäle.
- DIN EN 752-1 (1996): Entwässerungssysteme außerhalb von Gebäuden; Teil 1-7.
- DIERKES, C. (2000): Anlagerungen von Schadstoffen und wasserdurchlässigen Flächenbelägen und in Böden. ATV-Fortbildungskurs für Wassergütewirtschaft und Abfalltechnik. März 2000, Kassel. Hrsg. von ATV-DVWK, Hennef.
- FITTSCHEN, I.; HAHN, H. H. (1998): Characterization of the municipal wastewaterpart human urine and a preliminary comparison with liquid cattle excretion. Water Science & Technologie. Vol 38, Nr. 6.
- DOHMANN M. (1994): Untersuchungen zur quantitativen und qualitativen Belastung von Untergrund, Grund- und Oberflächenwasser durch undichte Kanäle. BMFT-Verbundprojekt „Wassergefährdung durch undichte Kanäle – Erfassung und Bewertung“; Teil 1, Aachen.
- DOHMANN, M. (1988): Zukünftige Bedeutung des Baus und Betriebs kommunaler Abwasserkanäle. Gewässerschutz-Wasser-Abwasser, Band 109, S. 533-548

- DOHMANN, M. (1989): Undichte Abwasserleitungen und -kanäle – eine Bedrohung für die Umwelt? 3R international 28, H. 2, S. 78-80.
- DOHMANN, M. (1995): Problemdarstellung undichter privater Grundstücksentwässerungsanlagen. Abwasserforum Köln: Undichte Grundstücksentwässerungsleitungen – neue Landesbauordnung fordert Kontrollen! Köln 1995.
- DOHMANN, M. et al. (1999): Wassergefährdung durch undichte Kanäle – Erfassung und Bewertung. Berlin: Springer Verlag
- DOHMANN, M.; HAUBMANN, R. (1994): Zustand und Gefährdungspotential von Grundstücksentwässerungsanlagen. ATV-Bundestagung. Berichte der Abwassertechnischen Vereinigung E. V. Nr. 44, S. 39-52.
- DVGW-MERKBLATT W 410 (1995): Wasserbedarfszahlen.
- DVGW-MERKBLATT W-403 (1988): Planungsregeln für Wasserleitungen und Wasserrohrnetze.
- DVWK (1988): Filtereigenschaften des Bodens gegenüber Schadstoffen. DVWK Merkblätter 212/1988.
- DYK C., LOHAUS, J. (1998): Der Zustand der Kanalisation in der Bundesrepublik Deutschland. Korrespondenz Abwasser 45, H. 5, S. 865-874.
- EBERS, T.; BISCHOFBERGER, W. (1992): Leistungssteigerung von Kleinkläranlagen. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der TU München, H. 98.
- EBERS, T.; BISCHOFBERGER, W. (1985): Einleitung von Abwasser aus Kleinkläranlagen in den Untergrund. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der TU München, H. 59. S. 341-373.
- EG-RICHTLINIE (1980): Richtlinie des Rates vom 15. Juli 1980 über die Qualität vom Wasser für den menschlichen Gebrauch (80/775/EWG). Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaft.
- EIKMANN-KLOKE-LISTE (1994): Praxisgeber Altlastensanierung - systematische Anleitung für eine erfolgreiche Sanierung belasteter Flächen. Fischer, B.; Köchling, P.. Augsburg: WEKA-Fachverlag. -Losebl.- Ausg. Juli 1994. -Teil 6/4.1.3.
- ESCH B., THALER S. (1998): Abwasserentsorgung in Deutschland – Statistik. Korrespondenz Abwasser 45, H. 5, S. 850-864.
- FIEDLER M. (1997): Schadensbeurteilung und Schadensverteilung in TV-untersuchten Hausanschlußkanälen. Korrespondenz Abwasser 44, H. 3, S. 440-447.

- FIGGE M. (1998): Erfahrungen bei der Inspektion von Grundstücksentwässerungsanlagen und notwendige Konsequenzen. Tagung „Entwicklungen in der Kanalisationstechnik“ vom 28. und 29. Januar 1998, Köln, S. 20/1 – 20/20
- FÖRSTNER, U. (1999): Neues Bodenschutzrecht – Herausforderung an die Wasserchemie. Nachr. Chem. Tech. Lab. 47; Nr. 10, S. 1220-1223.
- GEOLOGISCHE KARTE VON BAYERN (1996): Bayerisches Geologisches Landesamt, München.
- GOLWER, A.: Qualitätsaspekte der Versickerung. Mitteilungen – Institut für Wasserwirtschaft, Hydrologie und Landwirtschaftlichen Wasserbau. Universität Hannover, Heft 57, S. 173-196, Hannover 1985.
- GROTEHUSMANN, D. (1995): Versickerung von Niederschlagsabflüssen unter Berücksichtigung des Grundwasserschutzes, Schriftenreihe für Stadtentwässerung und Gewässerschutz, Universität Hannover, Heft 12.
- GÜNTHER, W., KRIEGSCH, R. (1992): Vorbeugende Maßnahmen zur Vermeidung von Schäden in Abwasserkanälen. awt, H. 5, S. 74-77.
- HAGENDORF U. (1996): Forschungsergebnisse zur Bewertung der Dichtheit von Kanälen. awt (1996) H. 6, S. 11-16.
- HAGENDORF U., CLODIUS K.-D. (1994): Untersuchungen zur Erfassung und Bewertung undichter Kanäle im Hinblick auf die Gefährdung des Untergrundes. BMFT-Verbundprojekt „Wassergefährdung durch undichte Kanäle – Erfassung und Bewertung“; Teil 2, Aachen..
- HARTMANN, A. et al. (1996): Untersuchungen von Schäden an öffentlichen Schmutz- und Mischwasserkanälen hinsichtlich der Auswirkung auf Grundwasser und Boden. Abschlußbericht zum BMFT-Forschungsvorhaben 02 WK 9344/00. Braunschweig.
- HESSISCHES MINISTERIUM FÜR UMWELT UND REAKTORSICHERHEIT (1990). Wiesbaden: Verwaltungsvorschrift für die Entsorgung von unbelastetem Erdaushub und unbelastetem Bauschutt: erste VwV Erdaushub/Bauschutt. StAnz. 44, S. 2170-2174.
- HOLLAND-LISTE (1994): Holland Liste - Praxisgeber Altlastensanierung: systematische Anleitung für eine erfolgreiche Sanierung belasteter Flächen. Fischer, B.; Köchling, P.. Augsburg: WEKA-Fachverlag. Teil 6/4.1.1.
- JACOBS, T. (1999): Der Vollzug der Eigenüberwachung von Grundstücksentwässerungsanlagen in der Praxis. ATV Landesgruppentagung Bayern. 21. und 22. Oktober 1999, Rosenheim.
- JAHRESBERICHT DER WASSERWIRTSCHAFT (1999): Wasser & Boden, 51 (1999) H.7/8.

- KEDING, M., RIESEN, S., ESCH, B. (1990): Der Zustand der öffentlichen Kanalisation in der Bundesrepublik Deutschland. Korrespondenz Abwasser 37, H. 10, S. 1148-1153.
- KIPP B., MÖLLERS K. (1992): Inspizierbarkeit von Grundstücksentwässerungsleitungen. Korrespondenz Abwasser 39, H. 4, S. 462-469.
- KLOKE-LISTE (1993): Richtwerte '80, Orientierungsdaten für tolerierbare Gesamtgehalte einiger Elemente in Kulturböden. UmweltMagazin (Hrsg.): Richt- und Grenzwerte: Luft-Wasser-Boden-Abfall-Chemikalien. Bearb. von Hein, H.; Schwedt, G.. Würzburg.-Losebl.-Ausg. 3. Aufl.
- KOCH, S.; BOLLER, M. (1996): Regenwasserversickerung aus der Sicht des Boden- und Grundwasserschutzes. Stuttgarter Berichte zur Siedlungswasserwirtschaft. Band 140. Oldenburg-Verlag: München.
- KOPPE, P.; STOTZEK, A. (1999): Kommunales Abwasser. 4. Aufl. Essen: Vulkan-Verlag.
- KRAUTH, K. H.; KLEIN, H. (1982): Untersuchungen über die Beschaffenheit des Oberflächenwassers von Bundesautobahnen. Forschung Straßenbau und Straßenververkehrstechnik 363, Bundesminister für Verkehr, Bonn.
- KULISCH, H. (2000): Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung alter Abwasserkanäle – Projektphase III – Drucksensoren. Universität der Bundeswehr München, Institut für Wasserwesen.
- LAWA (1998): Länderarbeitsgemeinschaft Wasser, ad-hoc-AK „Prüfwerte“: Geringfügigkeitsschwellen (Prüfwerte) zur Beurteilung von Grundwasserschäden und ihre Begründung.
- LFW (1996): Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft - Die Grundwasserneubildung in Bayern.
- LFW (1998): Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft - Dezentrale Versickerung – Niederschlagswasser von Metalldächern – Schadstoffe im Boden. Materialien Nr. 75.
- LFW (1998): Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft - Jahresbericht 1997. München.
- LFW (2000): Mündliche Information von Frau Dipl.-Ing. Nadler.
- LFW-MERKBLATT (1993): Merkblatt Nr. 4f, SlgLfW, Teil 4 vom 04.10.1993.
- LFW-MERKBLATT (1998): Bewertung von Gewässerverunreinigungen und Bodenbelastungen für den Wirkungspfad Boden-Wasser. Merkblatt Nr. 3.8-10. Hrsg. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft.
- LFW-MERKBLATT (1999): Prüfung alter und neuer Abwasserkanäle (Teil 1/Teil 2). Merkblatt Nr. 4.3-8. Hrsg. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft.

- LOY, H. (1999): Prüfung alter und neuer Abwasserkanäle. ATV-Landesgruppentagung Bayern. 21. und 22.10.1999, Rosenheim.
- LOY, H. (2001): Anwendungsbereiche des Prüfverfahrens. Vortrag zur Präsentationsveranstaltung „Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von Grundstücksentwässerungsleitungen“. 30.11.2000, Bayerischen Landesamt für Wasserwirtschaft, unveröffentlicht.
- MATTHES, W. (1992): Schadenshäufigkeitsverteilung bei TV-untersuchten Abwasserkanälen. Korrespondenz Abwasser 39, H. 3, S. 363-367.
- MATTHES, W. (1996): Erfahrungen bei der Untersuchung und Sanierung von Abwasserkanälen. 3R international 35, H. 3/4, S. 172-177.
- MATTHES, W. (1998): Auswertung, Auswahl und Langzeitverhalten von Sanierungsverfahren. UTA, Nr. 2, S. 162-169.
- MIKKELSEN, P. S. et al. (1995): Pollution from two infiltration systems for road runoff in Switzerland. Modul 6, Versickerung von Meteorwasser, EAWAG-Forschungsschwerpunkt 1993-1997.
- MÖLLERS, K. (1989): Kanalinstandhaltung – ein ingenieurmäßiges Aufgabenfeld. Korrespondenz Abwasser 36, H. 12, S. 1395-1401.
- MÖLLERS, K., KIPP, B. (1991): Zustandsbewertung von Abwasserkanälen und -leitungen. Korrespondenz Abwasser 38, H. 5, S. 596-613.
- MUTSCHMANN, J. & STIMMELMAYR, F. (1999): Taschenbuch der Wasserversorgung. 12. Aufl. Franckh-Cosmos-Verlag: Stuttgart.
- MUTSCHMANN, J. & STIMMELMAYR, F. (1999): Taschenbuch der Wasserversorgung. 12. Aufl. Franckh-Cosmos-Verlag: Stuttgart.
- NEITZEL, V., ISKE, U. (1997): Abwasser – Technik und Kontrolle. Berlin: Wiley-VCH.
- ORTH, J. P., EBERS, T. (1988): Maßnahmen und Auswirkungen von Abwasser- und Niederschlagsversickerungen auf Boden und Grundwasser. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft. Technische Universität München. Nr. 84.
- RAUCH, W. (1993): Über die hydraulische Wechselwirkung von Oberflächengewässern und Grundwasserkörpern. Wasserwirtschaft 83, H. 1, S. 14-18.
- RAUCH, W.; STEGNER, TH. (1994): The colmation of leaks in sewer systems during dry wether flow. Water Science & Technology, Vol. 30, No. 1, pp. 205-210.
- RETTINGER, S. (1991): Wasser- und Stoffdynamik bei der Abwasserperkolaton. Berichte aus Wassergüte- und Abfallwirtschaft der TU München, H. 97.
- RETTINGER, S. (1993): Wasser- und Stoffdynamik bei der Abwasserperkolaton – Ausge-

wählte Ergebnisse der Freilandexperimente. Korrespondenz Abwasser, H. 10, S. 1604-1614.

RIEGER, K.-H. (1990): Wann ist eine Abwasserkanal undicht? Korrespondenz Abwasser 37, H. 1, S. 34-37.

RIEGER, K.-H. (1991): Die Selbstüberwachung als Vorsorge gegen undichte Abwasserkanäle. Korrespondenz Abwasser 38, H. 4, S. 482-494.

RIEGER, K.-H. (1995): Zustandserfassung der Abwasserkanäle eines Teilgebietes in Köln. Korrespondenz Abwasser 42, H. 6, S. 946-956.

RIETSCH B. (1998): Optimierung von Grundstücksentwässerungsanlagen. Tagung „Entwicklungen in der Kanalisationstechnik“ vom 28. und 29. Januar, Köln, S. 21/1 – 21/18.

ROTH U. (1998): Bestimmungsfaktoren für Wasserbedarfsprognosen. gwf- Wasser/Abwasser 139, H. 2, Seite 63-69.

RUDOLPH, U., WELLNITZ, J. (1991): Zustand und Sanierungsbedarf der Abwasserkanäle in den neuen Bundesländern. Korrespondenz Abwasser 38, H. 12, S. 1625-1630.

SAWATZKI, J. (1991): Verfahrensmodell zur Klassifizierung von Entwässerungskanälen. Korrespondenz Abwasser 38, H.12, S. 1632-1640.

SAWATZKI, J. (1995): Schadensverteilung an Steinzeug- und Betonrohren in TV-untersuchten Abwasserkanälen, Teil 1. Korrespondenz Abwasser 42, H. 3, S. 422-424.

SAWATZKI, J. (1996): Schadensverteilung an Steinzeug- und Betonrohren in TV-untersuchten Abwasserkanälen, Teil 2. Korrespondenz Abwasser 43, H. 3, S. 363-367.

SCHEFFER, F., SCHACHTSCHABEL, P. (1992): Lehrbuch der Bodenkunde. 13. Aufl. Stuttgart: Enke-Verlag.

SCHMITT, T.G., WELKER, A. (1998): Schmutzfrachtberechnung zum Langzeitverhalten von Bodenfilteranlagen. Wasserwirtschaft 88, H. 4, S. 168-173.

SCHNEIDER, T. (1997): Schadensanalyse von Hausanschlußkanälen und Entwicklung eines Kostenmodells für die Kanalsanierung. Diplomarbeit am Institut für Wasserwesen, Universität der Bundeswehr München, unveröffentlicht.

STATISTISCHE BERICHTE (1995): Öffentliche Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung in Bayern . Bayerisches Landesamt für Statistik und Datenverarbeitung.

STATISTISCHES JAHRBUCH DER LANDESHAUPTSTADT MÜNCHEN (1999)

STATISTISCHES JAHRBUCH FÜR BAYERN (1999): HRSG. Bayerisches Statistisches Landesamt, München.

- STEGNER, T. (1995): Modellversuche zur Beurteilung der Grundwassergefährdung durch undichte kommunale Abwasserkanäle. Diplomarbeit an der Universität Innsbruck, unveröffentlicht.
- STEIN D. (1994): Feststellung und Bewertung von Schäden an Abwasserkanälen und -leitungen unter besonderer Berücksichtigung der Standsicherheit und Funktionsfähigkeit der Kanäle. BMFT-Verbundprojekt „Wassergefährdung durch undichte Kanäle – Erfassung und Bewertung“; Teil 3, Aachen.
- STEIN, D. (1989): Schadensbehebung als Chance zur Durchsetzung neuer Kanalisationskonzeptionen. Korrespondenz Abwasser 36, H. 8. S. 842-850.
- STEIN, D. (1999): Instandhaltung von Kanalisationen. 3. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.
- STEIN, D., KAUFMANN, O. (1993): Schadensanalyse an Abwasserkanälen aus Beton- und Steinzeugrohren der Bundesrepublik Deutschland-West. Korrespondenz Abwasser 40, H. 2, S. 168-179.
- STRATENHOFF, C. (1997): Auswirkungen von Wassersparmaßnahmen und der Nutzung von Regenwasser auf den Betrieb kommunaler Wasserversorgungsunternehmen. Diplomarbeit am Institut Bauwesen – Siedlungswasserwirtschaft, Universität Gesamthochschule Essen.
- TRINKWV (1990): Bekanntmachung der Neufassung der Trinkwasserverordnung. 5. Dezember 1990.
- ULLMANN, F. (1992): Umwelterorientierte Bewertung der Abwasserexfiltrationen bei undichten Kanälen dargestellt am Beispiel einer Bundeswehrkaserne. Institut für Siedlungswasserwirtschaft der RWTH Aachen. Nr. 145.
- UMWELTATLAS MÜNCHEN (1997): Hrsg. von der Landeshauptstadt München, Umweltschutzreferat.
- WASSERHAUSHALTSGESETZ (1998): Wasserhaushaltsgesetz (WHG) vom 12. November 1996 mit der Änderung vom 30. April 1998. Sonderdruck des Bayerischen Staatsministeriums für Landesentwicklung und Umweltfragen und der Abwassertechnischen Vereinigung (ATV) e. V., Landesgruppe Bayern, 9. Aufl. vom Juli 1998, S. 3 -24.
- WASSERWIRTSCHAFT FÜR BAYERN (1996): Die Grundwasserneubildung in Bayern. Hrsg. Bayerisches Landesamt für Wasserwirtschaft.
- WINJE D.; IGLHAUT J. (1983): Wasserversorgungsbericht, Teil B: Materialien Band 3, Wasserbedarfsprognose.



## 9.2 Symbolverzeichnis

$\psi$	[-]	Abflussbeiwert ( $\psi = 1,0$ )
$\gamma$	[-]	Sicherheitsbeiwert
$A$	[m <sup>2</sup> ]	angeschlossene Fläche
$A_{\text{ex}}$	[dm <sup>2</sup> ]	Schadensgröße
$A_{\text{GW}}$	[m <sup>2</sup> ]	Grundwasserquerschnittsfläche
$A_{\text{S}}$	[km <sup>2</sup> ]	Versickerungsfläche
$A_{\text{S,Gl,x}}$	[m <sup>2</sup> ]	notwendige Versickerungsfläche pro Grundleitung für den Stoff x
$c_{\text{N,x}}$	[mg/l]	Konzentration des Stoffes x des Niederschlagswassers nach der Passage der belebten Bodenzone
$c_{\text{h,x}}$	[mg/l]	Konzentration des Stoffes x im häuslichen Schmutzwasser
$c_{\text{Gl,x}}$	[mg/l]	Mischkonzentration des Stoffes x aus häuslichem Schmutzwasser und Dachabfluss in der Grundleitung
$c_{\text{m,x}}$	[mg/l]	Mischkonzentration des Stoffes x aus exfiltriertem Schmutzwasser und versickertem Regenwasser beim Erreichen des Grundwasserleiters
$c_{\text{r,x}}$	[mg/l]	Konzentration des Stoffes x des von Dach- und Hofflächen abfließenden Niederschlagswassers
$c_{\text{zul,x}}$	[mg/l]	zulässige Konzentration des Stoffes x beim Eintritt in den Grundwasserleiter
$h/l$	[-]	Druckgefälle längs der Stromlinie
$h_{\text{h}}$	[mm]	Fließtiefe in der Grundleitung durch Abfluss des häuslichen Abwassers nach Prandtl-Colebrook
$h_{\text{m}}$	[mm]	Fließtiefe in der Grundleitung durch Mischwasserabfluss nach Prandtl-Colebrook
$h_{\text{M}}$	[mm]	Fließtiefe in der Grundleitung während der Prüfung
$I_{\text{e}}$	[%]	Gefälle
$k_{\text{b}}$	[mm]	hydraulische Rauheit
$k_{\text{f}}$	[m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
$L$	[1/s]	Leakage Faktor
$l$	[m]	Dicke der Kolmationsschicht
$l_{\text{Gl}}$	[m]	mittlere Länge der Grundleitung
erf. $l_{\text{Gl}}$	[m]	erforderliche Grundleitungslänge
$l_{\text{K}}$	[km]	Länge der öffentlichen Kanalisation
$m_{\text{Gl}}$	[-]	Anzahl der Grundleitungen
$M_{\text{hG}}$	[l/(m <sup>2</sup> ·a)]	mittlere Grundwasserneubildungshöhe
$N_{\text{hG}}$	[l/(m <sup>2</sup> ·a)]	niedrigste Grundwasserneubildungshöhe
$Q$	[l/(E·d)]	Wasserverbrauch pro Einwohner am Tag

$Q_{\text{ex,h,x}}$	[l/s]	exfiltrierte Menge von häuslichem Schmutzwasser des Stoffes x
$Q_{\text{ex,m,x}}$	[l/s]	exfiltrierte Mischwassermenge des Stoffes x
$Q_{\text{GW}}$	[m <sup>3</sup> /s]	Grundwasserdurchfluss
$Q_{\text{h}}$	[l/s]	häuslicher Schmutzwasserabfluss
$Q_{\text{Messun}}$	[l/s]	mit dem Prüfgerät gemessene Exfiltrationsrate pro Meter Grundleitung
$Q_{\text{M,m}}^{\text{g}}$	[l/s]	mit dem Prüfgerät noch messbarer Wasserverlust
$Q_{\text{M,zul,x}}$	[l/(s·m)]	zulässige gemessene Exfiltrationsrate pro Meter Grundleitung des Stoffes x
$Q_{\text{r}}$	[l/s]	Dachabfluss
$r$	[l/(s·ha)]	Regenspende
$t_{\text{h}}$	[h/d]	Anzahl der Stunden pro Tag, an denen häusliches Schmutzwasser in der Grundleitung abfließt
$t_{\text{m}}$	[h/d]	Anzahl der Stunden pro Tag, an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt
$t_{\text{r}}$	[h/d]	Anzahl der Stunden pro Tag, an denen Regen auftritt
$t_{\text{RS-GWS}}$	[m]	Abstand der Rohrsohle zum Grundwasserspiegel
$V_{\text{ex}}$	[l/a]	gesamtes exfiltriertes Jahresvolumen je Grundleitung
$V_{\text{ex,h}}$	[l/a]	exfiltriertes Jahresvolumen von häuslichem Schmutzwasser je Grundleitung
$V_{\text{ex,m}}$	[l/a]	exfiltriertes Jahresvolumen von Mischwasser je Grundleitung
$MV_{\text{G}}$	[l/a]	mittleres Grundwasserneubildungsvolumen pro Grundleitung bezogen auf eine Versickerungsfläche
$NV_{\text{G}}$	[l/a]	niedrigstes Grundwasserneubildungsvolumen pro Grundleitung bezogen auf eine Versickerungsfläche

### 9.3 Abbildungsverzeichnis

Bild 1:	Gebäudeentwässerung über Grundleitung und Anschlusskanal mit Reinigungsöffnung im Gebäude (STEIN, 1999).	72
Bild 2:	Gebäudeentwässerung über Grundleitung und Anschlusskanal mit Reinigungsöffnung im Gebäude und Einstiegschacht auf dem Grundstück (STEIN, 1999).	72
Bild 3:	Prozentuale Aufteilung der einzelnen Rohrwerkstoffe auf die untersuchten Grundleitungen im Gebiet des AZV Ammersee-Ost (SCHNEIDER, 1997).	78
Bild 4:	Vergleich der Schadenshäufigkeit von Grundstücksentwässerungsanlagen nach (SCHNEIDER, 1997), (FIEDLER, 1997), (DOHMANN, 1995), (KIPP, 1992).	80
Bild 5:	Schadenshäufigkeit von Rohrwerkstoffen in [%] pro 1000 m Grundleitungslänge bei unterschiedlicher Altersverteilung nach (SCHNEIDER, 1997).	81
Bild 6:	Sanierungsbedarf von Grundleitungen nach FIEDLER (1997).	81
Bild 7:	Deformationsverlauf eines längsgerissenen Rohres bis zum Einsturz (STEIN, 1994). a) Auftreten von Längsrissen	82
Bild 8:	Verhalten von Schadstoffen im Boden nach JARCZYK (1972) und BRÜMMER (1978) zitiert in SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL (1992).	83
Bild 9:	Intensität mechanischer, biologischer und chemisch-physikalischer Vorgänge im Boden (GOLWER, 1985).	84
Bild 10:	Dead-End-Pore.	85
Bild 11:	Auswertung von Lysimeterversuchen an Bodenmonolithen (Kies, Mittelsand, Feinsand, Schluff) für BSB <sub>5</sub> , CSB und DOC nach RETTINGER (1991).	89
Bild 12:	Verlauf der CSB- und der DOC-Elimination bei einer Untergrundverrieselung (RETTINGER, 1991).	90
Bild 13:	Dynamik des Stickstoffs im Boden (ORTH&EBERS, 1988).	91
Bild 14:	Auswertung von Lysimeterversuchen an Bodenmonolithen für TKN, NO <sub>3</sub> -N und NO <sub>x</sub> -N nach RETTINGER (1991).	92
Bild 15:	Verlauf der Stickstoffreduktion und -oxidation bei einer Untergrundverrieselung nach RETTINGER (1991).	92
Bild 16:	Dynamik von Schwermetallen im Boden (ALLOWAY, 1999).	93
Bild 17:	Auswertung von Lysimeterversuchen an Bodenmonolithen für Cu und Zn nach RETTINGER (1991).	94
Bild 18:	Verlauf der Konzentrationsverteilung von Cu und Zn über die Bodentiefe nach RETTINGER (1991).	95

Bild 19:	Verlauf einer Exfiltrationsmessung mit Reinwasser an einem eingebetteten Rohr nach DOHMANN (1994).	97
Bild 20:	Verlauf einer Exfiltrationsmessung mit <i>Abwasser</i> an einem eingebetteten Rohr nach DOHMANN (1994).	98
Bild 21:	24 Stunden Endwerte der Abwasserexfiltration bei unterschiedlichen Rissbreiten und Füllhöhen (DOHMANN, 1994).	99
Bild 22:	Exfiltrationsrate einer undichten Rohrverbindung (Stz, DN 300) im nicht bindigen Boden (Kies, Sand) nach DOHMANN (1994).	100
Bild 23:	Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Exfiltration bei unterschiedlichen Böden (STEGNER, 1995).	101
Bild 24:	Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Exfiltration bei unterschiedlichen Feststoffgehalten (STEGNER, 1995).	102
Bild 25:	Darstellung des zeitlichen Verlaufs der Exfiltration bei unterschiedlichen Fließtiefen nach STEGNER (1995).	102
Bild 26:	Wasserversorgung in Bayern (STATISTISCHE BERICHTE, 1995).	111
Bild 27:	Vermischung von exfiltriertem Abwasser mit versickerndem Regenwasser.	119
Bild 28:	Zulässige Exfiltrationsrate $Q_{ex,h}$ nach Gleichung 8 für die Leitparameter Cu, Zn, $NO_3^-$ , DOC und $NH_4^+$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Stunden an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt für $Q = 130 \text{ l/E} \cdot \text{d}$ , $Mh_G = 195 \text{ mm/a}$ und $t_h = 2,4 \text{ h}$ .	125
Bild 29:	Verhältnis der Fließtiefen in der Grundleitung während der Messung und dem täglichen Betrieb in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch $Q$ und dem Füllungsgrad $h_M$ für $t_h = 2,4 \text{ h/d}$ .	126
Bild 30:	Reziprokwert der Grundleitungslänge.	127
Bild 31:	Zulässige Exfiltrationsrate $Q_{ex,h}$ nach Gleichung 8 für die Leitparameter Cu, Zn, $NO_3^-$ , DOC und $NH_4^+$ in Abhängigkeit von der Anzahl der Stunden an denen Mischwasser in der Grundleitung abfließt für $Q = 130 \text{ l/E} \cdot \text{d}$ , $Mh_G = 195 \text{ mm/a}$ und $t_h = 24 \text{ h}$ .	128
Bild 32:	Verhältnis der Fließtiefen in der Grundleitung während der Messung und dem täglichen Betrieb in Abhängigkeit vom Wasserverbrauch $Q$ und dem Füllungsgrad $h_M$ für $t_h = 24 \text{ h}$ .	129
Bild 33:	Ablaufdiagramm für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate unter Zuhilfenahme der Bilder und Tabellen.	130
Bild 34:	Prüfablauf für die Prüfung alter Grundleitungen im Freispiegelabfluss in Bayern.	135

## 9.4 Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Vergleich der Häufigkeit von Schadensbildern nach den ATV-Umfragen von 1990 (KEDING ET AL., 1990) und 1997 (DYK&LOHAUS, 1998).	76
Tabelle 2: Auswertung von Literaturstellen über Untersuchungen von Grundleitungen hinsichtlich der mittleren Grundleitungslänge (KIPP, 1992), (LESSEL, 1995), (FIEDLER, 1997), (SCHNEIDER, 1997).	77
Tabelle 3: Auswertung von Literaturstellen über Untersuchungen von Grundleitungen hinsichtlich der Schadenshäufigkeit (SCHNEIDER, 1997), (FIEDLER, 1997), (DOHMANN, 1995), (KIPP, 1992).	79
Tabelle 4: Überschlagswerte für die Durchlässigkeit $k_f$ .	86
Tabelle 5: Kationenaustauschkapazität für einige Bodenarten nach SCHEFFER&SCHACHTSCHABEL (1992).	88
Tabelle 6: Zusammenstellung der Versuchsparameter nach DOHMANN (1994).	96
Tabelle 7: Berechnung des minimalen, mittleren und maximalen Leakage Faktor L aus den gemessenen Exfiltrationsmengen nach (DOHMANN, 1994).	99
Tabelle 8: Zusammenstellung der verwendeten Bettungsmaterialien.	101
Tabelle 9: Zusammenstellung der Versuchsbedingungen (HARTMANN, 1996).	106
Tabelle 10: Zusammenstellung der Sickerwassermengen ohne Fremdeinflüsse (HARTMANN, 1996).	107
Tabelle 11: Mittelwerte der Analysen der Summenparameter unter Angabe der Elimination nach HARTMANN (1996).	108
Tabelle 12: Mittelwerte der Analysen zur Beschreibung der Stickstoffumsetzung im Sickerwasser unter Angabe der Eliminationsleistung nach HARTMANN (1996).	108
Tabelle 13: Fließtiefe $h_{h(m)}$ in Abhängigkeit vom Abfluss $Q_{h(m)}$ und der Nennweite.	112
Tabelle 14: Organische Summenparameter im häuslichen Abwasser innerhalb verschiedener Konzentrationsbereiche (KOPPE&STOZEK, 1999).	113
Tabelle 15: Frachten im Rohabwasser in g/(E·d) (ATV-ARBEITSBLATT A 131, 2000).	113
Tabelle 16: Mittlere Metallkonzentration im häuslichen Schmutzwasser in µg/l (KOPPE&STOZEK, 1999).	114
Tabelle 17: Mittlere Konzentration von Niederschlägen, Dach- und Straßenabwasser nach BOLLER (1995) im Vergleich zu Trinkwassergrenzwerten nach TRINKWV (1990) in µg/l.	115
Tabelle 18: Einteilung der Toxizität von Schwermetallen (NEITZEL, 1997).	116
Tabelle 19: Typische Konzentration im häuslichen Abwasser und im Dachabfluss.	116
Tabelle 20: Angesetzte Eliminationsraten in der Bodenzone.	118

Tabelle 21: Reduzierte Stoffkonzentrationen (= Tabelle 19 - Tabelle 19-Tabelle 20/100).	118
Tabelle 22: Grenzwerte für den Wirkungspfad Boden-Bodensickerwasser-Grundwasser.	118
Tabelle 23: Zusammenstellung der Berechnungsdaten für den Abwasserabfluss in der Grundleitung.	124
Tabelle 24: Berechnungsgrundlagen für die zulässige Exfiltrationsmenge und die notwendige Streifenbreite (s. Anlage 6 und 7).	124
Tabelle 25: Umrechnungsfaktor $f$ für die zulässige Exfiltrationsrate $Q_{\text{ex,h,NH}_4^+}$ von 130 l/E·d auf $x$ l/E·d für $t_h = 2,4$ h nach Bild 28.	126
Tabelle 26: Umrechnungsfaktor $f$ für die zulässige Exfiltrationsrate $Q_{\text{ex,h,NH}_4^+}$ von 130 l/E·d auf $x$ l/E·d für $t_h = 24$ h nach Bild 31.	128
Tabelle 27: Zusammenstellung der notwendigen Eingabeparameter für die Berechnung der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate.	133
Tabelle 28: Zusammenstellung der Berechnungsergebnisse für die Prüfung von Grundleitung privater Gebäude mit häuslichem Schmutzwasser im Freistaat Bayern.	133
Tabelle 29: Prüfbedingung der Wasserdruckprüfung nach ATV-MERKBLATT M 143 Teil 6 (1998).	136
Tabelle 30: Prüfbedingung der Wasserdruckprüfung nach DIN 1986-30 (1995).	136
Tabelle 31: Prüfbedingung der Wasserdruckprüfung nach DIN EN 1610 (1997).	136
Tabelle 32: Vergleich der zulässigen gemessenen Exfiltrationsraten nach ATV-M 143/6, DIN 1986-30 und Dichtheitsprüfung Freispiegelabfluss während der Prüfung.	136
Tabelle 33: Eingabewerte für die Vergleichsrechnungen.	137
Tabelle 34: Vergleich der Ergebnisse der zulässigen messbaren Exfiltrationsrate der Beispielrechnungen mit den Angaben ermittelt für Bayern.	138
Tabelle 35: Wertung von Schadensarten bez. ihrer Umweltgefährdung (DOHMANN, 1994).	139
Tabelle 36: Berechnung des Leakage Faktors $L$ aus den Untersuchungsergebnissen nach DOHMANN (1994) und STEGNER (1995).	140
Tabelle 37: Bodenarten und deren korrespondierenden Leakage Faktoren $L$ nach DOHMANN (1994) und STEGNER (1995).	141
Tabelle 38: Signifikante Stoffumsetzungen mit Reaktionsmechanismen (RETTINGER, 1991).	142
Tabelle 39: Gültigkeitsbereich des zerstörungsfreien Dichtheitsprüfverfahrens von Grundleitungen	146
Tabelle 40: Zusammenfassung der zulässigen messbaren Exfiltrationsraten pro Meter Grundleitung und die erforderliche Grundleitungslänge mit dem Dichtheitsprüfgerät „Freispiegelabfluss“.	147

## **10 Anlagen**

### **Anlage 1: Berechnung der Fließtiefe**

- 1a: Berechnung der Fließtiefe für DN 100
- 1b: Berechnung der Fließtiefe für DN 150
- 1c: Berechnung der Fließtiefe für DN 200

### **Anlage 2: Belastungen des häuslichen Abwassers**

### **Anlage 3: Belastungen des Dachabflusses (ohne Berücksichtigung von kupfer- und zinkhaltigen Ablaufmaterialien)**

### **Anlage 4: Abbau von Abwasserinhaltsstoffen im Boden – Auswertung von Literaturwerten**

### **Anlage 5: Wirkungsgrade der Stoffelimination im Boden bei verschiedenen Verfahren nach RETTINGER (1992) erweitert.**

### **Anlage 6: Eingabewerte nach STATISTISCHES JAHRBUCH FÜR BAYERN (1999)**

### **Anlage 7: Berechnung von $A_{S,Gl}$ und $V_G$**

### **Anlage 8: Grundwasserneubildungshöhen**

### **Anlage 9: Parameterstudie**

- 9a: Berechnung von  $h_M/h_h$
- 9b: Berechnung von  $Q_{ex,h}$  für  $t_h = 2,4$  h/d
- 9c: Berechnung von  $Q_{ex,h}$  für  $t_h = 2,4$  h/d

### **Anlage 10: Berechnungsbeispiele**

- 10a: Beispiel München
- 10b: Beispiel Ingolstadt
- 10c: Beispiel Ammersee-Ost

### Anlage 1: Berechnung der Fließtiefe

Die Fließtiefe in der Grundleitung wurde für die Nennweiten DN 100, DN 150, DN 200 berechnet nach Prantl-Colebrook mit

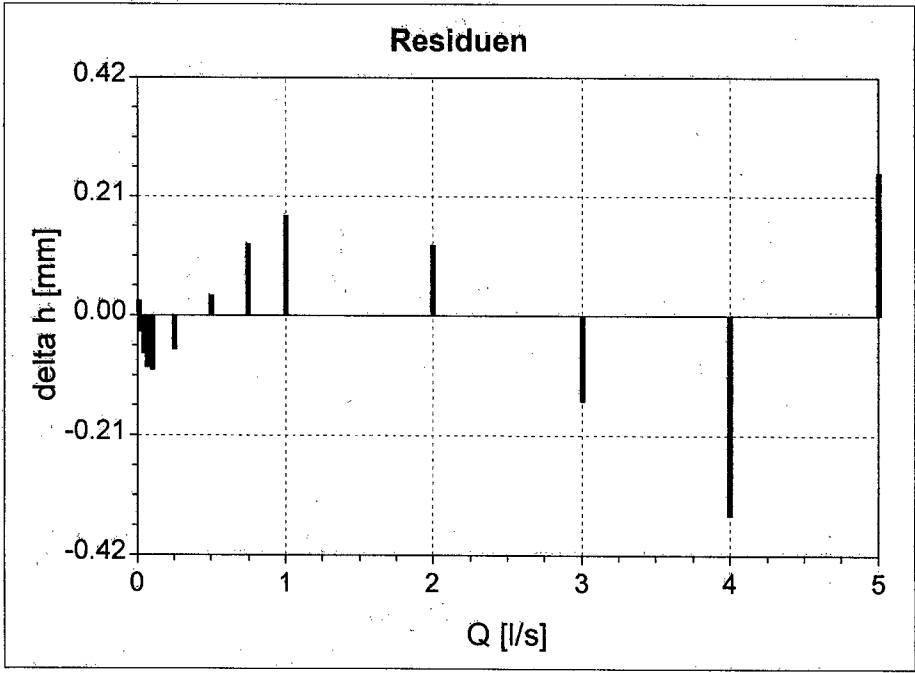
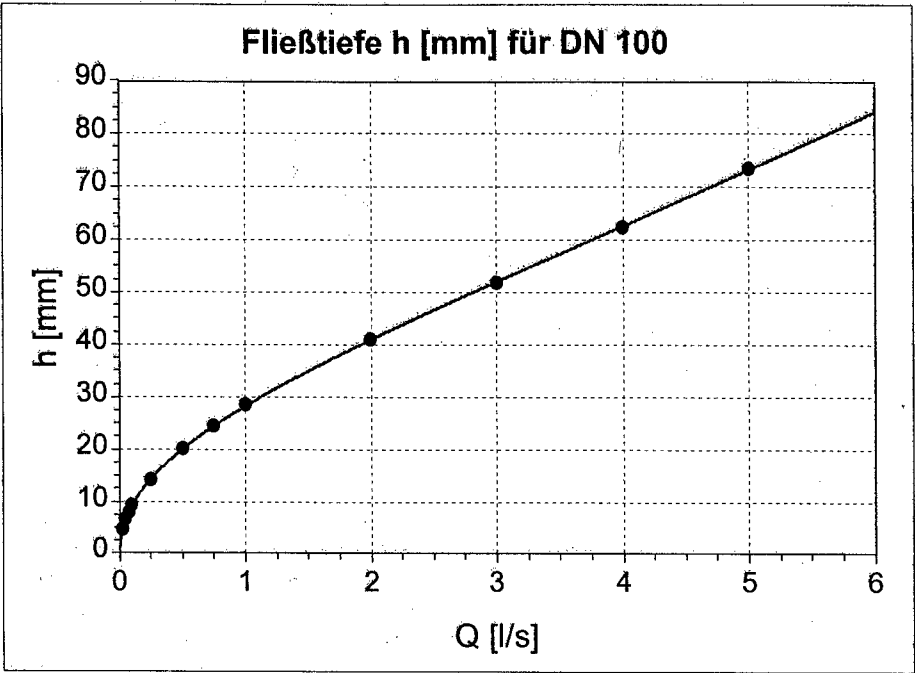
- Wassertemperatur  $T = 10^{\circ}\text{C}$
- hydraulische Rauheit  $k_b = 1,0 \text{ mm}$
- Gefälle  $I_e = 1/\text{DN} \text{ \%}$ .

Aus den berechneten Werten wurde jeweils eine nichtlineare Gleichung für die Näherungskurve abgeleitet. Diese wurden für die Berechnung der Fließtiefe in Abhängigkeit vom Abfluss verwendet.



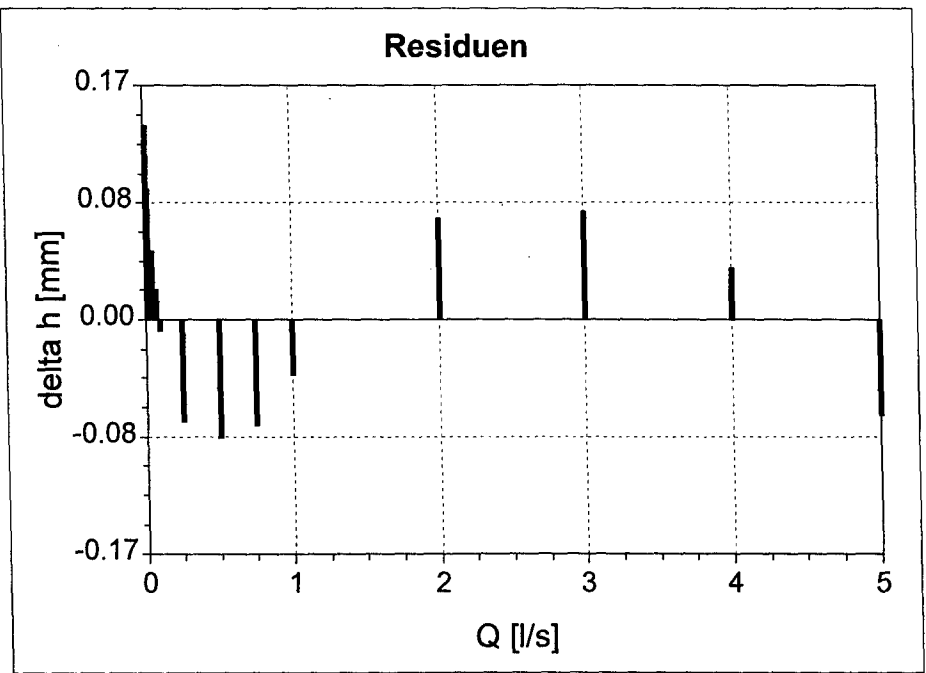
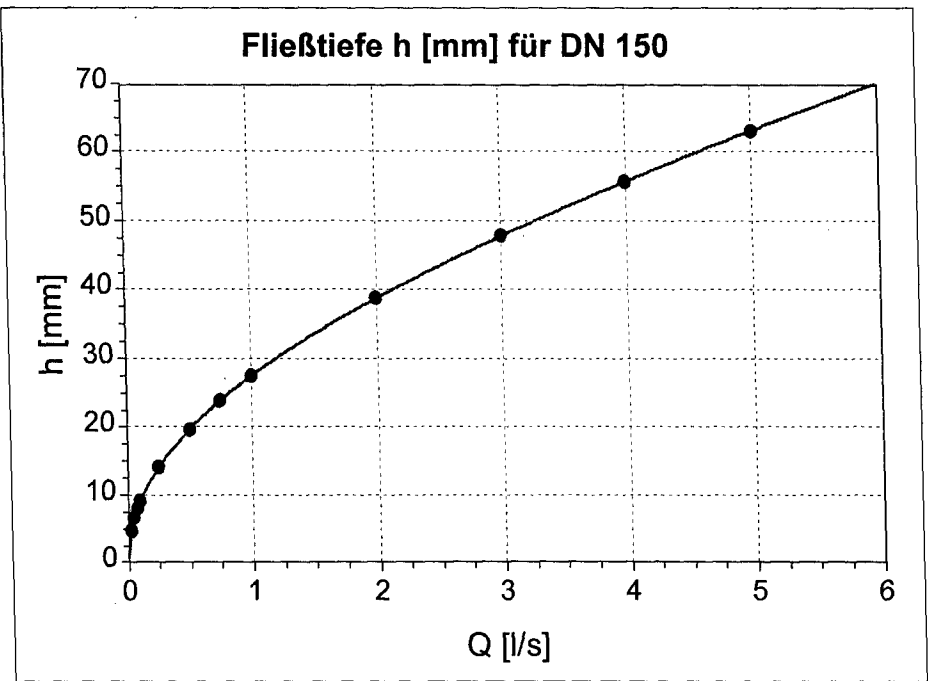
Anlage 1a: Berechnung der Fließtiefe für DN 100

Hoerl Model: $y = a \cdot b^x \cdot x^c$	
Korrelationskoeffizient: 0,9999778	
a	27,090216
b	1,0566283
c	0,45003569



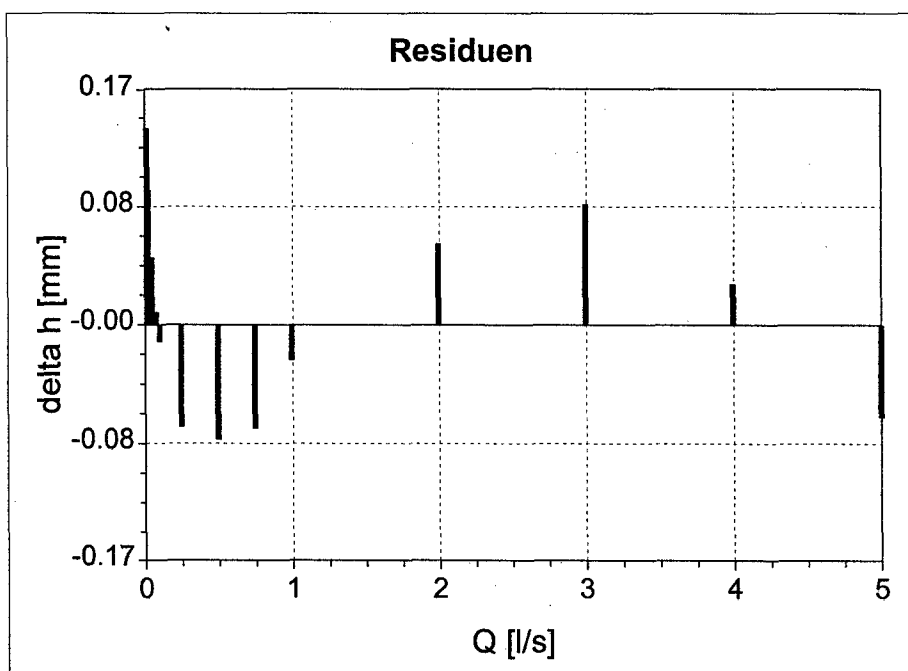
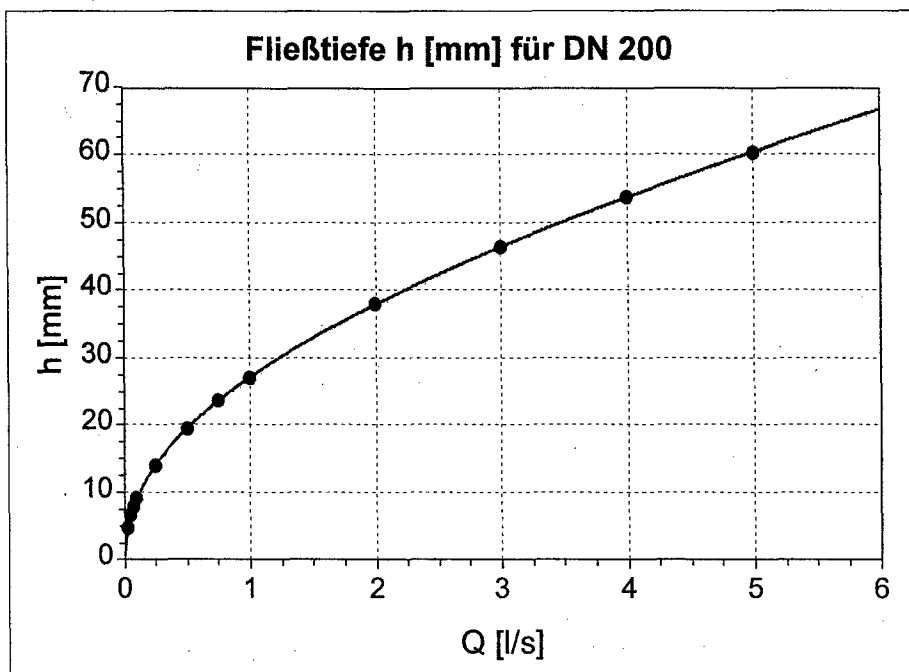
Anlage 1b: Berechnung der Fließtiefe für DN 150

Hoerl Model: $y = a \cdot b^x \cdot x^c$	
Korrelationskoeffizient: 0,9999930	
a	27,293257
b	1,0211426
c	0,45886804



## Anlage 1c: Berechnung für DN 200

Hoerl Model: $y = a \cdot b^x \cdot x^c$	
Korrelationskoeffizient: 0,9999930	
a	27,11235
b	1,0148338
c	0,45599364



**Anlage 2: Belastungen des häuslichen Abwassers**

Parameter	Belastung [g/E·d]	Konzentration [mg/l] (vollständige Hydrolyse von Nährstoffen)
<sup>1</sup> CSB	100	670
<sup>1,3</sup> BSB <sub>5</sub>	60	400
<sup>3,4</sup> DOC	40	270
<sup>3</sup> N <sub>red</sub>		
Harnstoff – N	9,7	65
Eiweiß – N	2,3	15
Ammonium – N	1,1	7
N in sonstigen Verbindungen	0,4	3
Gesamt	13,5	90
<sup>4,5</sup> N <sub>red</sub>	11	73
<sup>3</sup> Cu		0,15 ± 0,05
<sup>3</sup> Zn		0,1 – 1,0

<sup>1</sup> BISCHOFBERGER (1985)<sup>2</sup> RETTINGER (1992)<sup>3</sup> KOPPE&STOZEK (1999)<sup>4</sup> ATV-ARBEITSBLATT A 131 (2000)<sup>5</sup> FITTSCHEN&HAHN (1998)<sup>6</sup> EBERS&BISCHOFBERGER (1992)**Anlage 3: Belastungen des Dachabflusses (ohne Berücksichtigung von kupfer- und zinkhaltigen Ablaufmaterialien)**

Dachabfluss [mg/l]	
<sup>1</sup> Cu	0,2
<sup>1</sup> Zn	0,4
<sup>2</sup> NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	0,4
<sup>2</sup> DOC	5,7
<sup>2</sup> NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	2,3

<sup>1</sup> BOLLER (1995)<sup>2</sup> AWG (1996)

# Anlage 4: Abbau von Abwasserinhaltsstoffen im Boden - Auswertung von Literaturdaten

Jahr der Veröffentlichung	Autor	Jahr der Untersuchung	Verfahren	Bodenart	Durchlässigkeit [m/s]	Probentiefe [m] u. Zulauf	Abwasser	mittl. BSB <sub>5</sub> -Konz. [mg/l]		mittl. BSB <sub>5</sub> Abnahme [%]	mittl. CSB-Konz. [mg/l]		mittl. CSB Abnahme [%]	mittl. TKN-Konz. [mg/l]		mittl. TKN-Abnahme [%]	mittl. DOC-Konz. [mg/l]		mittl. DOC-Abnahme [%]
								Zu	Ab		Zu	Ab		Zu	Ab		Zu	Ab	
1985	EBERS& BISCHOF SBERGER	Februar - November 1984	Lysimeter	schwach schluffiger Sand	$3 \cdot 10^{-6}$	2,0	aus Mehrkammerausfaulgrube	119	2,9	97,6	271	64,1	76,3	58,6	35,4	39,6	-	-	-
1985	EBERS& BISCHOF SBERGER	Februar - November 1984	Lysimeter	feinkiesiger Sand	$1,3 \cdot 10^{-6}$	2,0	aus Mehrkammerausfaulgrube	119	2,4	98,0	271	22,4	91,7	58,6	5,1	91,3	-	-	-
1992	EBERS& BISCHOF SBERGER	Oktober 1988 - August 1989	Untergrundverrieselung	sandiger Kies	$10^{-2} - 10^{-3}$	1,0	aus Mehrkammerausfaulgrube	185	-	-	334	66	80,2	111,6	74,9	32,9	81,0	21,0	74,1
1992	EBERS& BISCHOF SBERGER	Oktober 1988 - August 1989	Untergrundverrieselung	sandiger Kies	$10^{-2} - 10^{-3}$	2,9	aus Mehrkammerausfaulgrube	185	-	-	334,0	30,0	91,0	111,6	5,8	94,8	81,0	10,0	87,7
1996	HART-MANN U. A.	Sep-tember 1993 - Juli 1994	defekte GL (fehlende Muffendichtung)	Sandboden mit 7% bindigem Anteil	$3 \cdot 10^{-4}$	0,8 - 0,9 m	aus der Mischkanal-sation	233,5	<3,19	99,0	322,0	<16,4	95,0	49,1	2,84	94,0	-	6,96	-
1996	HART-MANN U. A.	Sep-tember 1993 - Juli 1994	defekte GL (Sohl-längs-riss)	Sandboden mit 7% bindigem Anteil	$3 \cdot 10^{-4}$	0,8 - 0,9 m	aus der Mischkanal-sation	233,5	<3,0	99,0	322,0	22,0	93,0	49,1	1,89	96,0	-	9,9	-
1996	HART-MANN U. A.	Sep-tember 1993 - Juli 1994	defekte GL (fehlende Muffendichtung)	Sandboden mit 18% bindigem Anteil	$3 \cdot 10^{-4}$	0,8 - 0,9 m	aus der Mischkanal-sation	233,5	<3	99,0	322,0	25,9	92,0	49,1	3,49	93,0	-	6,6	-
1996	HART-MANN U. A.	Sep-tember 1993 - Juli 1994	defekte GL (Sohl-längs-riss)	Sandboden mit 18% bindigem Anteil	$3 \cdot 10^{-4}$	0,8 - 0,9 m	aus der Mischkanal-sation	233,5	<4,5	98,0	322,0	23,7	93,0	49,1	1,85	96,0	-	8,1	-
1993	REITINGER	3 Jahre	Untergrundverrieselung	sandiger Kies	$10^{-2} - 10^{-3}$	ca. 5 m	aus Mehrkammerausfaulgrube	178	-	-	328	-	-	115	0,7	99,0	70,0	5,6	92,0

# Anlage 5: Wirkungsgrade der Stoffelimination im Boden bei verschiedenen Verfahren nach (RETTINGER, 1992) erweitert

Autor	Verfahren	Parameter	Eliminations- rate	Nitrifikation	Ges. N-Elimination	P-Elimina- tion
BOUWER	Grundwasseranreicherung	TOC	ca. 80 %	fast 100 %	30 %	40-95 %
BRANDES	Sandfiltergruben; hier 3-Kammergr.	BSB/CSB	98 % / 92 %	fast 100 %	40 %	42 %
EBERS&BISCHOFFS- BERGER (1985)	Lysimeter	BSB <sub>5</sub> / CSB	98 % / 76 - 92 %	keine, 57 %	40 - 91 %	6 % - 98 %
EBERS&BISCHOFFS- BERGER (1985)	Untergrundverrieselung	CSB / DOC	80 % / 87 %	83 %	33 %	-
GRAU	Hangversickerung	CSB	20-25 %	-	-	99 %
HABERER	Grundwasseranreicherung	DOC	gering	-	-	-
HARTMANN (1995)	defekte Grundleitung	BSB <sub>5</sub> / CSB	99 % / 93 %	fast 100 %	21-45 %	96 %
IDELOVITCH	Grundwasseranreicherung	DOC	20 - 60 %	100 % anfangs; dann 0	wechselnd	95 - 99 %
KAYSER	Verregnung	CSB <sub>filtr</sub>	50 - 60 %	ca. 40 %	ca. 30 %	ca. 75 %
KUSSMAUL	Uferfiltrat.	DOC/CSB	55 % / 66 %	46 %	-	94 %
RETTINGER (1992)	Untergrundverrieselung	DOC	92 %	fast 100 %	92 %	99 %
SOMMER	Grundwasseranreicherung	DOC	71 %	-	-	-
SONTHEIMER (JEKEL)	Uferfiltrat.	CSB / DOC	> 60 %	-	-	-
TOUSSAINT	Grundwasseranreicherung	DOC	keine	-	-	-
DEVRIES	Abwasserversickerung	BSB <sub>5</sub>	70 - 100 %	50 - 97 %	22 - 27 %	-
WICHMANN	Grundwasseranreicherung	CSB	20 - 40 %	ca. 50 %	keine	nein

Anlage 6: Eingabewerte nach STATISTISCHES JAHRBUCH FÜR BAYERN (1999)

EINGABE			A	B	C	D	E	F	G	H
Nr.	Parameter	Einheit	Oberbayern	Niederbayern	Oberpfalz	Oberfranken	Mittelfranken	Unterfranken	Schwaben	Bayern
1	Einwohner	[-]	3996043	1162972	1069121	1113790	1678535	1329399	1736688	12086548
2	Anzahl der Wohngebäude mit 1 Wohnung	[-]	474163	221098	167943	166110	222256	195551	267543	1714664
3	Anzahl der Wohngebäude mit 2 Wohnungen	[-]	138901	60647	63688	66638	65224	82624	72211	549933
4	Anzahl der Wohngebäude mit 3 oder mehr Wohnungen	[-]	127224	22080	26316	34661	54728	34343	49958	349310
5	Freiflächen (Wohnen)	[km²]	389,63	233,61	184,68	150,29	173,05	174,66	237,92	1543,84
6	Gebäudeflächen (Wohnen)	[km²]	443	184,82	164,31	159,56	183,71	173,06	220,18	1528,64

Anmerkungen:  
zu Nr. 6: Als Freiflächen werden Flächen definiert, die Zwecken der Gebäude untergeordnet sind.  
Zu den unbebauten Flächen zählen  
Vor- und Hausgärten, Spiel- und Stellplätze, Grünflächen, Hofräume, Lagerplätze usw.

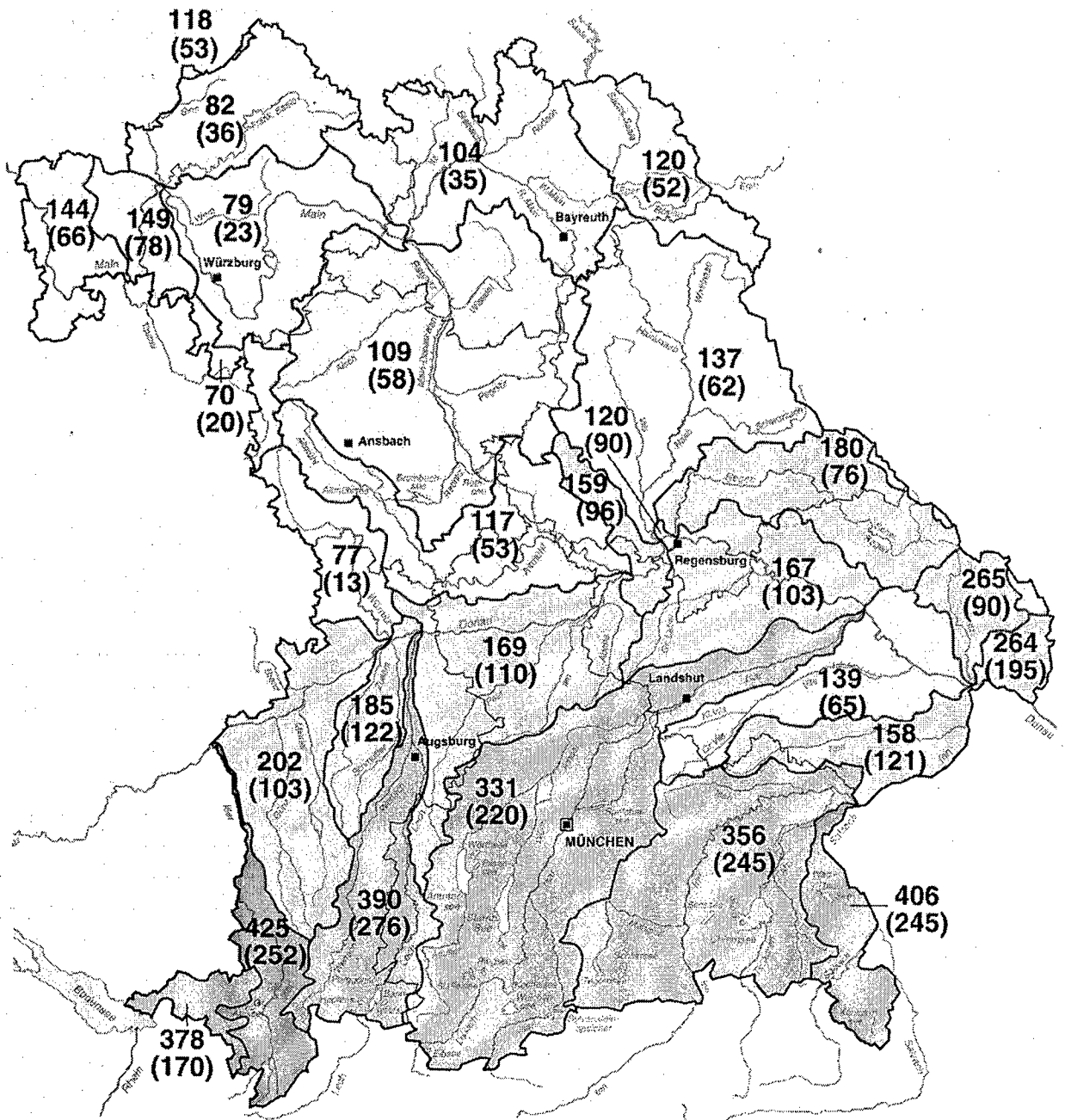
Anlage 7: Berechnung von  $A_{S,GI}$  und  $V_G$

BERECHNUNGEN									
Nr.	Parameter	Einheit	A	B	C	D	E	F	H
			Oberbayern	Niederbayern	Oberpfalz	Oberfranken	Mittelfranken	Unterfranken	Bayern
7	Wohnheiten WE	[WE]	1598417	465189	427648	445516	671414	531760	4834619
8	Grundleitungen $m_{GI}$	[-]	740288	303825	257947	267409	342208	312518	2613907
9	$WE/m_{GI}$	[-]	2	2	2	2	2	2	2
10	angeschlossene Einzugs- fläche A	[m <sup>2</sup> ]	598	608	637	597	537	554	585
11	Versickerungsfläche pro Grundleitung $A_{S,GI}$	[m <sup>2</sup> ]	526	769	716	562	506	559	591
12	Grundwasserneubildungs- höhe $Mh_G$ (Mittlere)	[mm/a]	309	192	144	109	104	109	195
13	Grundwasserneubildungs- höhe $Mh_G$ (Niedrigste)	[mm/a]	205	111	68	46	49	46	112
14	$V_G$ pro Grundleitung (Mittlere)	[l/a]	162451	147465	103246	61459	52765	61174	115030
15	$V_G$ pro Grundleitung (Niedrigste)	[l/a]	107772	85327	48646	26054	24983	25653	66421

**Anmerkungen:**  
zu Nr. 7: Wohnheiten = Einwohner (Nr. 1)/2,5  
zu Nr. 8: Anzahl der Grundleitungen  $m_{GI}$  = Nr. 2 + Nr.3 + Nr.4  
zu Nr. 9:  $WE/m_{GI}$  = Nr. 7/Nr.8  
zu Nr. 10: angeschlossene Einzugsfläche = Gebäudefläche (Nr.6)/Grundleitungen (Nr. 8) · 10<sup>6</sup>  
zu Nr. 11: Versickerungsfläche pro Grundleitung  $A_{S,GI}$  = Freifläche (Nr. 5)/ Grundleitungen (Nr. 8) · 10<sup>6</sup>  
zu Nr. 12/13: Bayerischen Landesamtes für Wasserwirtschaft „Grundwasser“ [LFW96].  
zu Nr. 14/15: Grundwasserneubildungsvolumen  $V_G$  =  $Mh_G$  (Nr. 12/13)·  $A_{S,GI}$  (Nr.11)



## Anlage 8: Grundwasserneubildungshöhen



Mittlere Grundwasserneubildung  $M_{hG}$  [mm/a] und niedrigste Grundwasserneubildung  $N_{hG}$  [mm/a] (Werte in Klammern) in Bayern.

**Anlage 9: Parameterstudie****Anlage 9a: Berechnung von  $h_M/h_h$** 

			DN 100	DN 150	DN 200	DN 100		DN 150		DN 200	
Q	th	Q	$h_h$	$h_h$	$h_h$	$h_M =$ 0,5*DN	$h_M =$ 0,7*DN	$h_M =$ 0,5*DN	$h_M =$ 0,7*DN	$h_M =$ 0,5*DN	$h_M =$ 0,7*DN
[l/EW*d]	[h]	[l/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
10	2,4	0,0054	2,57	3,77	4,96	19,42	27,19	19,89	27,84	20,17	28,23
20	2,4	0,0107	3,52	5,18	6,80	14,21	19,90	14,47	20,25	14,70	20,57
30	2,4	0,0161	4,22	6,25	8,19	11,84	16,57	12,01	16,81	12,21	17,09
40	2,4	0,0214	4,81	7,13	9,34	10,40	14,56	10,52	14,73	10,71	14,99
50	2,4	0,0268	5,32	7,90	10,35	9,40	13,16	9,49	13,29	9,67	13,53
60	2,4	0,0321	5,77	8,59	11,25	8,66	12,12	8,73	12,22	8,89	12,45
70	2,4	0,0375	6,19	9,23	12,07	8,08	11,31	8,13	11,38	8,29	11,60
80	2,4	0,0428	6,58	9,81	12,83	7,60	10,64	7,64	10,70	7,79	10,91
90	2,4	0,0482	6,94	10,36	13,54	7,21	10,09	7,24	10,14	7,38	10,34
100	2,4	0,0535	7,28	10,87	14,22	6,87	9,62	6,90	9,66	7,03	9,85
110	2,4	0,0589	7,60	11,36	14,85	6,58	9,21	6,60	9,24	6,73	9,43
120	2,4	0,0642	7,90	11,83	15,46	6,33	8,86	6,34	8,88	6,47	9,06
130	2,4	0,0696	8,19	12,28	16,04	6,10	8,54	6,11	8,55	6,23	8,73
140	2,4	0,0749	8,48	12,70	16,60	5,90	8,26	5,90	8,26	6,03	8,44
150	2,4	0,0803	8,74	13,12	17,13	5,72	8,00	5,72	8,00	5,84	8,17
10	24	0,0005	0,91	1,31	1,73	54,76	76,66	57,22	80,11	57,64	80,70
20	24	0,0011	1,25	1,80	2,38	40,08	56,11	41,63	58,29	42,02	58,83
30	24	0,0016	1,50	2,17	2,86	33,40	46,75	34,56	48,39	34,93	48,90
40	24	0,0021	1,70	2,48	3,26	29,34	41,08	30,29	42,40	30,63	42,88
50	24	0,0027	1,88	2,74	3,61	26,54	37,15	27,34	38,28	27,67	38,73
60	24	0,0032	2,05	2,98	3,93	24,44	34,22	25,14	35,20	25,46	35,64
70	24	0,0037	2,19	3,20	4,21	22,81	31,93	23,43	32,80	23,73	33,22
80	24	0,0043	2,33	3,40	4,48	21,47	30,06	22,03	30,85	22,33	31,26
90	24	0,0048	2,46	3,59	4,73	20,37	28,51	20,87	29,22	21,16	29,62
100	24	0,0054	2,57	3,77	4,96	19,42	27,19	19,89	27,84	20,17	28,23
110	24	0,0059	2,69	3,94	5,18	18,61	26,05	19,04	26,65	19,31	27,03
120	24	0,0064	2,79	4,10	5,39	17,89	25,05	18,29	25,61	18,56	25,98
130	24	0,0070	2,90	4,25	5,59	17,26	24,16	17,63	24,68	17,89	25,05
140	24	0,0075	3,00	4,40	5,78	16,69	23,37	17,04	23,86	17,29	24,21
150	24	0,0080	3,09	4,54	5,97	16,18	22,65	16,51	23,11	16,76	23,46

Anlage 9b: Berechnung von  $Q_{ex,h}$  für  $t_h = 2,4$  h/d

Q	$t_h$	Q	$t_m$	$Q_r$	$h_h$	DN 150	$h_m$	$c_{m,Gl,Cu}$	$c_{m,Gl,Zn}$	$c_{m,Gl,NO3}$	$c_{m,Gl,DOC}$	$c_{m,Gl,NH4}$	$Q_{ex,h,Cu}$	$Q_{ex,h,Zn}$	$Q_{ex,h,NO3}$	$Q_{ex,h,DOC}$	$Q_{ex,h,NH4}$
[l/ew*d]	[h]	[l/s]	[h]	[l/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
50	2,4	0,0268	0,0	0,0000	7,90	7,90	7,90	200	1000	398700	135000	47300	0,00705	0,00938	0,00306	0,00111	0,00039
50	2,4	0,0268	0,2	2,1125	7,90	7,90	40,84	200	408	5382	4503	1727	0,00523	0,00954	0,00345	0,00121	0,00042
50	2,4	0,0268	0,4	1,0563	7,90	7,90	29,47	200	415	10241	6115	2290	0,00485	0,01003	0,00383	0,00132	0,00045
50	2,4	0,0268	0,6	0,7042	7,90	7,90	24,62	200	422	14982	7688	2840	0,00461	0,01059	0,00426	0,00144	0,00049
50	2,4	0,0268	0,8	0,5281	7,90	7,90	21,78	200	429	19608	9223	3376	0,00445	0,01122	0,00478	0,00158	0,00054
50	2,4	0,0268	1,0	0,4225	7,90	7,90	19,87	200	436	24124	10721	3899	0,00432	0,01193	0,00541	0,00175	0,00059
50	2,4	0,0268	1,2	0,3521	7,90	7,90	18,47	200	442	28533	12184	4410	0,00423	0,01271	0,00620	0,00194	0,00065
70	2,4	0,0375	0,0	0,0000	9,23	9,23	9,23	200	1000	398700	135000	47300	0,00705	0,00938	0,00306	0,00111	0,00039
70	2,4	0,0375	0,2	2,1125	9,23	9,23	41,09	200	410	7340	5153	1954	0,00548	0,00962	0,00342	0,00121	0,00042
70	2,4	0,0375	0,4	1,0563	9,23	9,23	29,81	200	421	14043	7376	2731	0,00514	0,01013	0,00378	0,00131	0,00045
70	2,4	0,0375	0,6	0,7042	9,23	9,23	25,02	200	430	20520	9525	3481	0,00494	0,01070	0,00418	0,00143	0,00049
70	2,4	0,0375	0,8	0,5281	9,23	9,23	22,23	200	440	26782	11603	4207	0,00480	0,01134	0,00464	0,00156	0,00053
70	2,4	0,0375	1,0	0,4225	9,23	9,23	20,37	200	449	32840	13613	4909	0,00469	0,01204	0,00519	0,00171	0,00058
70	2,4	0,0375	1,2	0,3521	9,23	9,23	19,01	200	458	38704	15559	5588	0,00461	0,01281	0,00585	0,00188	0,00064
90	2,4	0,0482	0,0	0,0000	10,36	10,36	10,36	200	1000	398700	135000	47300	0,00705	0,00938	0,00306	0,00111	0,00039
90	2,4	0,0482	0,2	2,1125	10,36	10,36	41,35	200	413	9279	5796	2179	0,00564	0,00966	0,00341	0,00121	0,00042
90	2,4	0,0482	0,4	1,0563	10,36	10,36	30,14	200	426	17771	8613	3163	0,00535	0,01019	0,00374	0,00131	0,00045
90	2,4	0,0482	0,6	0,7042	10,36	10,36	25,42	200	438	25900	11311	4105	0,00517	0,01077	0,00412	0,00142	0,00049
90	2,4	0,0482	0,8	0,5281	10,36	10,36	22,68	200	450	33690	13895	5007	0,00505	0,01139	0,00454	0,00154	0,00053
90	2,4	0,0482	1,0	0,4225	10,36	10,36	20,86	200	461	41160	16374	5873	0,00496	0,01207	0,00503	0,00168	0,00057
90	2,4	0,0482	1,2	0,3521	10,36	10,36	19,54	200	472	48331	18753	6704	0,00489	0,01281	0,00561	0,00184	0,00062

Anlage 9b: Berechnung von  $Q_{ex,h}$  für  $t_h = 2,4$  h/d - Fortsetzung

Q	$t_h$	Q	$t_m$	$Q_r$	$h_h$	DN 150	$h_m$	$c_{m,GI,Cu}$	$c_{m,GI,Zn}$	$c_{m,GI,NO3}$	$c_{m,GI,DOC}$	$c_{m,GI,NH4}$	$Q_{ex,h,Cu}$	$Q_{ex,h,Zn}$	$Q_{ex,h,NO3}$	$Q_{ex,h,DOC}$	$Q_{ex,h,NH4}$
[l/EXW*d]	[h]	[l/s]	[h]	[l/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
110	2,4	0,0589	0,0	0,0000	11,36	11,36	11,36	200	1000	398700	135000	47300	0,00705	0,00938	0,00306	0,00111	0,00039
110	2,4	0,0589	0,2	2,1125	11,36	11,36	41,60	200	416	11199	6433	2401	0,00577	0,00970	0,00339	0,00121	0,00042
110	2,4	0,0589	0,4	1,0563	11,36	11,36	30,47	200	432	21427	9826	3586	0,00551	0,01022	0,00372	0,00131	0,00045
110	2,4	0,0589	0,6	0,7042	11,36	11,36	25,81	200	446	31130	13046	4711	0,00535	0,01080	0,00407	0,00141	0,00049
110	2,4	0,0589	0,8	0,5281	11,36	11,36	23,12	200	460	40345	16103	5778	0,00524	0,01141	0,00447	0,00153	0,00052
110	2,4	0,0589	1,0	0,4225	11,36	11,36	21,34	200	473	49111	19011	6794	0,00516	0,01207	0,00491	0,00165	0,00057
110	2,4	0,0589	1,2	0,3521	11,36	11,36	20,05	200	486	57457	21781	7761	0,00510	0,01277	0,00542	0,00180	0,00061
130	2,4	0,0696	0,0	0,0000	12,28	12,28	12,28	200	1000	398700	135000	47300	0,00705	0,00938	0,00306	0,00111	0,00039
130	2,4	0,0696	0,2	2,1125	12,28	12,28	41,84	200	419	13099	7063	2621	0,00587	0,00972	0,00338	0,00121	0,00042
130	2,4	0,0696	0,4	1,0563	12,28	12,28	30,80	200	437	25014	11017	4002	0,00564	0,01025	0,00370	0,00130	0,00045
130	2,4	0,0696	0,6	0,7042	12,28	12,28	26,19	200	454	36214	14733	5300	0,00550	0,01081	0,00403	0,00140	0,00048
130	2,4	0,0696	0,8	0,5281	12,28	12,28	23,55	200	470	46763	18233	6522	0,00540	0,01141	0,00440	0,00151	0,00052
130	2,4	0,0696	1,0	0,4225	12,28	12,28	21,80	200	485	56715	21534	7675	0,00533	0,01204	0,00481	0,00163	0,00056
130	2,4	0,0696	1,2	0,3521	12,28	12,28	20,55	200	499	66119	24655	8765	0,00527	0,01271	0,00526	0,00176	0,00060
150	2,4	0,0803	0,0	0,0000	13,12	13,12	13,12	200	1000	398700	135000	47300	0,00705	0,00938	0,00306	0,00111	0,00039
150	2,4	0,0803	0,2	2,1125	13,12	13,12	42,09	200	422	14982	7688	2840	0,00596	0,00974	0,00338	0,00121	0,00042
150	2,4	0,0803	0,4	1,0563	13,12	13,12	31,12	200	442	28533	12184	4410	0,00574	0,01026	0,00368	0,00130	0,00045
150	2,4	0,0803	0,6	0,7042	13,12	13,12	26,57	200	461	41160	16374	5873	0,00561	0,01082	0,00400	0,00140	0,00048
150	2,4	0,0803	0,8	0,5281	13,12	13,12	23,97	200	479	52954	20287	7239	0,00553	0,01140	0,00434	0,00150	0,00052
150	2,4	0,0803	1,0	0,4225	13,12	13,12	22,26	200	496	63995	23950	8519	0,00547	0,01201	0,00472	0,00161	0,00055
150	2,4	0,0803	1,2	0,3521	13,12	13,12	21,03	200	511	74353	27386	9719	0,00542	0,01264	0,00514	0,00173	0,00059

Anlage 9c: Berechnung von  $Q_{ex,h}$  für  $t_h = 24$  h/d

Q	$t_h$	Q	$t_m$	$Q_r$	$h_h$	DN 150	$h_m$	$c_{m,Gi,Cu}$	$c_{m,Gi,Zn}$	$c_{m,Gi,NO3}$	$c_{m,Gi,DOC}$	$c_{m,Gi,NH4}$	$Q_{ex,h,Cu}$	$Q_{ex,h,Zn}$	$Q_{ex,h,NO3}$	$Q_{ex,h,DOC}$	$Q_{ex,h,NH4}$
[l/s]	[h]	[l/s]	[h]	[l/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
50	24	0,0027	0,0	0,0000	2,74	2,74	2,74	200	1000	398700	135000	47300	0,00071	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
50	24	0,0027	0,2	2,1206	2,74	2,74	40,35	200	401	902	3017	1208	0,00063	0,00093	0,00031	0,00011	0,00004
50	24	0,0027	0,4	1,0603	2,74	2,74	28,75	200	402	1403	3183	1266	0,00061	0,00093	0,00032	0,00011	0,00004
50	24	0,0027	0,6	0,7069	2,74	2,74	23,73	200	402	1902	3348	1324	0,00059	0,00093	0,00032	0,00011	0,00004
50	24	0,0027	0,8	0,5302	2,74	2,74	20,75	200	403	2400	3514	1382	0,00058	0,00093	0,00032	0,00012	0,00004
50	24	0,0027	1,0	0,4241	2,74	2,74	18,71	200	404	2897	3679	1439	0,00057	0,00094	0,00033	0,00012	0,00004
50	24	0,0027	1,2	0,3534	2,74	2,74	17,21	200	405	3393	3843	1497	0,00056	0,00094	0,00033	0,00012	0,00004
70	24	0,0037	0,0	0,0000	3,20	3,20	3,20	200	1000	398700	135000	47300	0,00071	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
70	24	0,0037	0,2	2,1206	3,20	3,20	40,37	200	401	1102	3083	1231	0,00064	0,00093	0,00031	0,00011	0,00004
70	24	0,0037	0,4	1,0603	3,20	3,20	28,79	200	402	1802	3315	1312	0,00062	0,00093	0,00031	0,00011	0,00004
70	24	0,0037	0,6	0,7069	3,20	3,20	23,77	200	403	2500	3547	1393	0,00061	0,00094	0,00032	0,00011	0,00004
70	24	0,0037	0,8	0,5302	3,20	3,20	20,80	200	404	3195	3777	1474	0,00060	0,00094	0,00032	0,00012	0,00004
70	24	0,0037	1,0	0,4241	3,20	3,20	18,77	200	405	3887	4007	1554	0,00059	0,00094	0,00032	0,00012	0,00004
70	24	0,0037	1,2	0,3534	3,20	3,20	17,27	200	406	4577	4236	1634	0,00058	0,00095	0,00033	0,00012	0,00004
90	24	0,0048	0,0	0,0000	3,59	3,59	3,59	200	1000	398700	135000	47300	0,00071	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
90	24	0,0048	0,2	2,1206	3,59	3,59	40,40	200	401	1303	3149	1255	0,00065	0,00093	0,00031	0,00011	0,00004
90	24	0,0048	0,4	1,0603	3,59	3,59	28,82	200	403	2201	3448	1359	0,00063	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
90	24	0,0048	0,6	0,7069	3,59	3,59	23,81	200	404	3096	3744	1462	0,00062	0,00094	0,00032	0,00011	0,00004
90	24	0,0048	0,8	0,5302	3,59	3,59	20,84	200	405	3986	4040	1566	0,00061	0,00094	0,00032	0,00012	0,00004
90	24	0,0048	1,0	0,4241	3,59	3,59	18,82	200	407	4873	4334	1668	0,00060	0,00095	0,00032	0,00012	0,00004
90	24	0,0048	1,2	0,3534	3,59	3,59	17,33	200	408	5755	4627	1770	0,00059	0,00095	0,00033	0,00012	0,00004

Anlage 9c: Berechnung von  $Q_{ex,h}$  für  $t_h = 24$  h/d - Fortsetzung

Q	$t_h$	Q	$t_m$	$Q_r$	$h_h$	DN	$h_m$	$c_{m,GI,Cu}$	$c_{m,GI,Zn}$	$c_{m,GI,NO3}$	$c_{m,GI,DOC}$	$c_{m,GI,NH4}$	$Q_{ex,h,Cu}$	$Q_{ex,h,Zn}$	$Q_{ex,h,NO3}$	$Q_{ex,h,DOC}$	$Q_{ex,h,NH4}$
[l/ew*d]	[h]	[l/s]	[h]	[l/s]	[mm]	[mm]	[mm]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[µg/l]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[l/s]
110	24	0,0059	0,0	0,0000	3,94	3,94	3,94	200	1000	398700	135000	47300	0,00071	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
110	24	0,0059	0,2	2,1206	3,94	40,42	40,42	200	402	1503	3017	1278	0,00065	0,00093	0,00031	0,00011	0,00004
110	24	0,0059	0,4	1,0603	3,94	28,86	28,86	200	403	2599	3183	1405	0,00064	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
110	24	0,0059	0,6	0,7069	3,94	23,86	23,86	200	405	3690	3348	1531	0,00063	0,00094	0,00032	0,00011	0,00004
110	24	0,0059	0,8	0,5302	3,94	20,89	20,89	200	407	4774	3514	1657	0,00062	0,00094	0,00032	0,00012	0,00004
110	24	0,0059	1,0	0,4241	3,94	18,88	18,88	200	408	5853	3679	1782	0,00061	0,00095	0,00032	0,00012	0,00004
110	24	0,0059	1,2	0,3534	3,94	17,39	17,39	200	410	6926	3843	1906	0,00060	0,00095	0,00033	0,00012	0,00004
130	24	0,0070	0,0	0,0000	4,25	4,25	4,25	200	1000	398700	135000	47300	0,00071	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
130	24	0,0070	0,2	2,1206	4,25	40,45	40,45	200	402	1702	3083	1301	0,00066	0,00093	0,00031	0,00011	0,00004
130	24	0,0070	0,4	1,0603	4,25	28,89	28,89	200	404	2996	3315	1451	0,00064	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
130	24	0,0070	0,6	0,7069	4,25	23,90	23,90	200	406	4282	3547	1600	0,00063	0,00094	0,00032	0,00011	0,00004
130	24	0,0070	0,8	0,5302	4,25	20,94	20,94	200	408	5559	3777	1748	0,00062	0,00095	0,00032	0,00012	0,00004
130	24	0,0070	1,0	0,4241	4,25	18,93	18,93	200	410	6828	4007	1895	0,00061	0,00095	0,00032	0,00012	0,00004
130	24	0,0070	1,2	0,3534	4,25	17,45	17,45	200	412	8089	4236	2041	0,00061	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
150	24	0,0080	0,0	0,0000	4,54	4,54	4,54	200	1000	398700	135000	47300	0,00071	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
150	24	0,0080	0,2	2,1206	4,54	40,48	40,48	200	402	1902	3149	1324	0,00066	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
150	24	0,0080	0,4	1,0603	4,54	28,93	28,93	200	405	3393	3448	1497	0,00065	0,00094	0,00031	0,00011	0,00004
150	24	0,0080	0,6	0,7069	4,54	23,94	23,94	200	407	4873	3744	1668	0,00064	0,00094	0,00032	0,00011	0,00004
150	24	0,0080	0,8	0,5302	4,54	20,99	20,99	200	409	6341	4040	1838	0,00063	0,00095	0,00032	0,00012	0,00004
150	24	0,0080	1,0	0,4241	4,54	18,98	18,98	200	411	7799	4334	2007	0,00062	0,00095	0,00032	0,00012	0,00004
150	24	0,0080	1,2	0,3534	4,54	17,51	17,51	200	413	9246	4627	2175	0,00062	0,00096	0,00033	0,00012	0,00004

## Anlage 10: Berechnungsbeispiele

### Anlage 10a: Beispiel München

#### Eingabeparameter:

nach Angaben des STATISTISCHEN AMTES DER LANDESHAUPTSTADT MÜNCHEN (1999) und des UMWELTATLASSES MÜNCHEN (1997)

Eingabeparameter		
Grundwasserneubildungshöhe (Mittlere)	mm/a	331
Grundwasserneubildungshöhe (Niedrigste)	mm/a	220
Länge Grundleitung l	m	10
Anzahl Grundleitungen $m_{GI}$	-	155716
Einwohner Stadt	-	1313047
Freiflächen (Wohnen) <sup>1</sup>	km <sup>2</sup>	49
Gebäudeflächen <sup>2</sup>	ha	8394

<sup>1</sup>Berücksichtigt wurden allgemeine Grünflächen und Kleingärten

<sup>2</sup>Wohnen (einschl. Garagen)

#### Berechnete Eingabeparameter:

Eingabeparameter berechnet		
EW/ $m_{GI}$		3
Versickerungsfläche pro Grundleitung $A_{S,GI}$	m <sup>2</sup>	315
angeschlossene Fläche	m <sup>2</sup>	539
MV <sub>G</sub> pro Grundleitung (Mittlere)	l/a	104158

#### Ergebnisse:

Berechnung zulässige Exfiltrationsraten						
mittlere Grundwasserneubildungshöhe						
		Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
$Q_{ex,h,x}$	[l/s]	0,00550	0,00932	0,00260	0,00116	0,00043
$Q_{M,zul,x}$	[l/s·m]	0,00360	0,00610	0,00170	0,00076	0,00028

Berechnung notwendige Versickerungsfläche						
mittlere Grundwasserneubildungshöhe						
		Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
A	[m <sup>2</sup> ]	17,2	10,1	36,4	81,2	222,0
$A_{S,GI}$	[m <sup>2</sup> /m]	0,3	0,2	0,6	1,2	3,4

## Anlage 10b: Beispiel Ingolstadt

**Eingabeparameter:**

nach Auskunft der Stadtentwässerungswerke Ingolstadt

Eingabeparameter		
Grundwasserneubildungshöhe (Mittlere)	mm/a	169
Grundwasserneubildungshöhe (Niedrigste)	mm/a	110
Länge Grundleitung l	m	12
Anzahl Grundleitungen $m_{GI}$	-	20500
Einwohner Stadt	-	114611
Freiflächen (Wohnen)	km <sup>2</sup>	20
Gebäudeflächen	ha	367

**Berechnete Eingabeparameter:**

Eingabeparameter berechnet		
EW/ $m_{GI}$	-	5,6
Versickerungsfläche pro Grundleitung $A_{S,GI}$	m <sup>2</sup>	976
angeschlossene Fläche	m <sup>2</sup>	179
MV <sub>G</sub> pro Grundleitung (Mittlere)	l/a	164878

**Ergebnisse:**

Berechnung zulässige Exfiltrationsraten						
mittlere Grundwasserneubildungshöhe						
		Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
$Q_{ex,h,x}$	[l/s]	0,00925	0,01469	0,00401	0,00181	0,00067
$Q_{M,zul,x}$	[l/s·m]	0,00611	0,00969	0,00265	0,00119	0,00044

Berechnung notwendige Versickerungsfläche						
mittlere Grundwasserneubildungshöhe						
		Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
A	[m <sup>2</sup> ]	31,6	19,9	73,0	162,1	435,2
$A_{S,GI}$	[m <sup>2</sup> /m ]	0,3	0,2	0,8	1,7	4,6



## Anlage 10c: Beispiel AZV Ammersee-Ost

**Eingabeparameter:**

nach Auskunft des Abwasserzweckverbandes Ammersee-Ost

Eingabeparameter		
Grundwasserneubildungshöhe (Mittlere)	mm/a	331
Grundwasserneubildungshöhe (Niedrigste)	mm/a	220
Länge Grundleitung l	m	30
Anzahl Grundleitungen $m_{GI}$	-	9500
Einwohner Stadt	-	32500
Freiflächen (Wohnen)	km <sup>2</sup>	3,8
Gebäudeflächen <sup>1</sup>	ha	180

<sup>1</sup>Wohnen (einschl. Garagen)**Berechnete Eingabeparameter:**

Eingabeparameter berechnet		
EW/ $m_{GI}$	-	1
Versickerungsfläche pro Grundleitung $A_{S,GI}$	m <sup>2</sup>	400
angeschlossene Fläche	m <sup>2</sup>	194
MV <sub>G</sub> pro Grundleitung (Mittlere)	l/a	132400

**Ergebnisse:**

Berechnung zulässige Exfiltrationsraten						
mittlere Grundwasserneubildungshöhe						
		Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
$Q_{ex,h,x}$	[l/s]	0,00710	0,01185	0,00329	0,00147	0,00054
$Q_{M,zul,x}$	[l/s·m]	0,00235	0,00393	0,00109	0,00049	0,00018

Berechnung notwendige Versickerungsfläche						
mittlere Grundwasserneubildungshöhe						
		Cu	Zn	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	DOC	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>
A	[m <sup>2</sup> ]	16,9	10,1	36,5	81,5	222,1
$A_{S,GI}$	[m <sup>2</sup> /m ]	0,1	0,0	0,1	0,3	0,7



- Heft 6 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium (vergriffen)  
1982 BD Dipl.-Ing. F. Defregger  
Chemisch-physikalische und thermische Verfahren zur Behandlung und Beseitigung von Sonderabfällen  
Dipl.-Ing. Dr.techn. P.G. Harhammer  
Optimale Verbundwirtschaft mit Speicherkraftwerken  
Dipl.-Ing. G. Schiechl  
Flußsanierung durch Wasserkraftausbau an Lech und Wertach - eine volkswirtschaftlich sinnvolle Lösung
- Heft 7 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium (vergriffen)  
1982 Dr.-Ing. G. Lottes  
Technik und Nutzung der Wasserkraft heute  
Ltd. BD Dipl.-Ing. F. Wieselsberger  
Die internationale Gewässerschutzkommission für den Bodensee  
Dipl.-Ing. Dr.techn. H. Drobir  
Die wasserbaulichen Konstruktionen der Kraftwerksgruppe Sellrain-Silz
- Heft 8 Dipl.-Ing. H. Hoffmann (vergriffen)  
1983 Anaerobe Stabilisierung von nitrifizierenden und denitrifizierenden Schlämmen  
Dipl.-Ing. G. Keser  
Modelle zur Simulation von Abflußdaten  
Dipl.-Ing. G. Koplitz-Weißgerber  
Probleme von Wasserversorgungsanlagen in tropischen Ländern - aufgezeigt am Beispiel Thailands  
Dipl.-Ing. M. Vetter  
Vergleich von Modellen des Schwebstofftransports in offenen Gerinnen mit Meßergebnissen  
Prof. Dr.-Ing. H.-J. Vollmers  
Ing. G. Palenque Espada  
Sedimenttransportmessungen im Rio Pilcomayo in Bolivien
- Heft 9 Dr.-Ing. K. Koch (vergriffen)  
1983 Physikalisch-chemische Messung von Geruchsemissionen auf kommunalen Kläranlagen
- Heft 10 Dr.-Ing. G. Vogel  
1983 Instationäre Strömung von Wasser-Feststoff-Gemischen in Druckrohrleitungen
- Heft 11 Tätigkeitsbericht des Instituts für Wasserwesen  
1983 1978 - 1983
- Heft 12 Dipl.-Ing. W. Schrimpf (vergriffen)  
1984 Dipl.-Ing. E. Steinle  
Untersuchung an horizontal durchströmten Sandfängen zur Verbesserung der Sandabscheidung und Vorreinigung kommunaler Abwässer
- Heft 13 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium (vergriffen)  
1984 Prof.Dr.-Ing. W. Bischofsberger  
Die Anwendung der Sauerstoffbegasung beim Belebungsverfahren  
Prof. Dr. Th. Dracos  
Rasche Reaktion von Grundwasserleitern auf Infiltrationsvorgänge  
Dipl.-Ing. O. Niekamp  
Probleme bei der Betriebssimulation von Speichersystemen auf der Basis synthetischen Datenmaterials  
Dipl.-Ing. H. Øverland  
Modelle zur Simulation von Bodenabtrag und -transport durch Wasser  
Direktor Ing. K. Rienöbl  
Der Bau des Zillerkraftwerkes  
Ltd. BD Dipl.-Ing. L. Seethaler  
Die Trinkwassertalsperre Frauenau - Vorstellung des Gesamtkonzeptes und Erläuterung von baulich besonders interessanten Maßnahmen

- Dipl.-Ing. M. Vetter  
Die Anwendung der Gravitationstheorie zur Ermittlung der vertikalen Verteilung der Schwebstoffkonzentration
- Heft 14 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium (vergriffen)  
1985 Dr.-Ing. D. Brieche  
Die Grundwasserabsenkung im Rheinischen Braunkohlenrevier  
Dipl.-Phys. K. Färber  
Bestimmung von Turbulenzparametern in einer Gerinneströmung mit einem Laser-Doppler-Anemometer und einem Pitot-Rohr  
Ltd. BD Dipl.-Ing. B. Fürmaier  
Möglichkeiten der Verwertung von Hausmüll und hausmüllähnlichen Abfällen  
Dr.-Ing. H.-P. Hack  
Das Pfeilerkraftwerk Nußdorf am Inn  
Ltd. BD Prof. Dr.-Ing. K. Scheurmann  
Gestaltungsprobleme der unteren Isar
- Heft 15 Dr.-Ing. G. Koplitz-Weißgerber  
1985 Bewirtschaftung von Bewässerungssystemen in semiariden Regionen
- Heft 16 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium  
1986 Dr. R. Biedermann  
Sicherheit der schweizerischen Talsperren  
Dr. W. Nohl  
Die landschaftsästhetische Beurteilung einer Teilrückleitung der oberen Isar  
Dr.-Ing. K. Breitenbücher  
Die exotherme, aerob-thermophile Stabilisierung  
Dr.-Ing. N. Dichtl  
Die zweistufige anaerobe thermophil/mesophile Schlammstabilisierung  
Ing.(grad.) O. Jungbauer  
Zweistufen-Schlammbehandlung System UTB  
(Grundlagen - Entwicklung - Verfahrenstechnik - Betriebsergebnisse)  
Dipl.-Ing. M. Rödiger  
Die thermische Vorpasteurisierung und Faulung von Klärschlamm im technischen und wirtschaftlichen Vergleich  
Dr.rer.nat. A. Steiner  
Schlammstabilisierung unter dem Aspekt der Klärschlammverordnung-Hygiene  
BD Dipl.-Ing. B. Torge  
Schlammstabilisierung unter dem Aspekt der Klärschlammverordnung  
- Verfahrenstechnik - Betrieb - Hygiene
- Heft 17 Dr.-Ing. G. Keser  
1986 Der Einfluß der hydrologischen Unsicherheit auf die Versorgung durch Wasserkraftspeicher
- Heft 18 Dipl.-Phys. K. Färber  
1987 Stochastische Modelle zur Simulation des Transportes nicht kohäsiver Sedimente in offenen Gerinnen
- Heft 19 Dipl.-Ing. M. Vetter (vergriffen)  
1987 Der Transport suspendierter Feststoffe in offenen Gerinnen
- Heft 20 Dr.-Ing. W. Schrimpf  
1987 Ein Beitrag zur Berechnung der Sedimentation von Feststoffen in horizontal durchströmten Sandfängen
- Heft 21 Dr.-Ing. Dipl.-Phys. K. Färber  
1987 Stochastische Modelle der Bewegung suspendierter Partikel in turbulenter Strömung

- Heft 22 Dr.-Ing. E. Steinle  
1987 Untersuchungen zur Energiebilanz konventioneller beheizter Faulbehälter - Konsequenzen für die Bemessung von Faulgasspeichern sowie Faulraumheizungen
- Heft 23 Dr.-Ing. H. Hoffmann  
1987 Die Leistungsfähigkeit von Belebungsverfahren in Kaskadenschaltung
- Heft 24 Dr.rer.nat. K. Kaiser (vergriffen)  
1987 Prof. Dr.-Ing. H. Teichmann  
Vergleichende Geruchsmessungen auf Abwasserreinigungsanlagen
- Heft 25 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium  
1987 Prof. Dr.-Ing.habil. H. Doedens  
Konzepte zur stofflichen Verwertung auch im Verbund mit der thermischen Abfallverwertung  
Dr.-Ing. R. Tuminski  
Realisierung der stofflichen und thermischen Abfallverwertung  
Dipl.-Ing.(FH) G. Berger  
Das Gesamtkonzept der Abfallverwertung des Zweckverbandes für Abfallbeseitigung in Nord-west-Oberfranken und Erfahrungen aus einem Jahr Betrieb der Müllsortieranlage  
BD Dipl.-Ing. F.-H. Weiß  
Flußbetteintiefungen unterhalb von Stauanlagen; Untersuchungsmethoden und Möglichkeiten der Sanierung
- Heft 26 Dipl.-Ing. M. Vetter  
1988 Gesamttransport von Sedimenten in offenen Gerinnen
- Heft 27 Tätigkeitsbericht des Instituts für Wasserwesen  
1988 1984 - 1988
- Heft 28 Grußadressen und Vorträge anlässlich der 10-Jahres-Feier des Instituts für Wasserwesen (1978 - 1989)  
1989 1988)
- Heft 29 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium  
1989 Dipl.-Phys. H.-P. Streibelt  
Abwässer und Schlämme aus Fahrzeug-Waschanlagen  
GeoDir Dr. D. Gessner  
Abwässer und Schlämme aus militärischen Fahrzeugwaschanlagen  
Dipl.-Ing., Dipl.-Wirtsch.-Ing., Dipl.-Oec. J. Bever  
Mineralogische Untersuchungen an Klärschlamm-Kalk- und Klärschlamm-Kalk-Ton-Mischungen  
Dipl.-Ing. A. Stein  
Aspekte zur Nutzung eines belüfteten Sandfanges als Höchstlaststufe
- Heft 30 Vorträge aus dem Wasserwirtschaftlichen Kolloquium  
1989 PD Dr. W. Gujer  
Simulation von Belebungsanlagen  
Univ.-Prof. Dr.-Ing. P. Wolf  
Modellberechnungen zum Einfluß der Nachklärung auf die Nitrifikation in Belebungsanlagen  
BD Dipl.-Ing. H. Hofstetter  
Siedlungswasserwirtschaftliche Fragen von zivilen Flughäfen - dargestellt am Planungskonzept für den Flughafen München II  
MinRat Dipl.-Ing. G. Heiwolt  
Entsorgung von Militärflugplätzen
- Heft 31 Montaña Vargas J. L.  
1989 Prognose von Niederschlagsfeldern

- Heft 32 Vollmers H.-J.  
1989 Physikalische Modellierung des Feststofftransports  
Kleeberg H.-B., Øverland H.  
Zur Berechnung des effektiven oder abflußwirksamen Niederschlags  
Bechteler W., Kulisch H.  
Software zur Berechnung stationärer Abflußzustände in Gerinnen  
Bechteler W., Maurer M.  
Gütebeurteilung theoretisch-empirischer Modellansätze der Hydromechanik mit Hilfe der Zuverlässigkeitsmethode erster Ordnung  
Bechteler W., Tasdemir A.  
Experimentelle Ermittlung des Wellenwiderstandes eines Kreiszylinders mittels Stereophotogrammetrie  
Zottmann W.L.M., Vollmers H.-J.  
Beginn des Feststofftransports bei Strömung und Welle
- Heft 33 Bever J.G.  
1989 Die Monodeponie als eine Möglichkeit zur Entsorgung von kommunalem Klärschlamm
- Heft 34 Niekamp O.  
1989 Der Betrieb von Speichersystemen mit Überleitung unter Berücksichtigung von Nutzungsänderungen
- Heft 35 Øverland H.  
1990 Einfluß der Landnutzung auf Hochwasserabfluß und Schwebstofftransport
- Heft 36 Patt H. (vergriffen)  
1990 Hydromechanische Untersuchungen an einem belüfteten Sandfang
- Heft 37 Stein A.  
1990 Ein Beitrag zur Bemessung belüfteter Sandfänge kommunaler Kläranlagen
- Hefte Beiträge der 5. Wissenschaftlichen Tagung "Hydrologie und Wasserwirtschaft":  
38a/38b Folgen anthropogener Einflüsse auf den Wasserhaushalt und die Wasserbewirtschaftung  
1990
- Heft 39 Zottmann W.L.M. (vergriffen)  
1991 Zur Entstehung von Riffeln und Dünen
- Heft 40 Application of Hot-Film Probes for Measurement of Wall Shear Stress in Water  
1992 Gust G.  
Rugged, High-Resolution Velocity Probes Based on Skin-Friction Elements  
Zottmann W.L.M.  
The Flow Around a Cylinder  
Mayer O.  
Mathematical Theory for Shear Stress Measurement with Hot-Film Probes  
Zängler H.-P.  
Development of an Electronic Module Running a Hot-Film Probe with the Constant Temperature Method (CTM)  
Michl R.  
Setup of a Shear Stress Multichannel Measuring System  
Sattel H., Noack J.  
Application of Hot-Film Probes Calibrated by Means of Laser Doppler Velocimetry
- Heft 41 Norgauer U.  
1992 Untersuchung der Abhängigkeit des Wirkungsgrades der Schlammfäulung von der Durchmischung im Faulbehälter
- Heft 42 Vetter M.  
1992 Ein Beitrag zur Berechnung des Feststofftransports in offenen Gerinnen

- Heft 43 Niekamp O., Kleeberg H.-B.  
 1992 Echtzeitsteuerung von Hochwasserrückhaltebecken unter Verwendung eines Betriebsmodells  
 Geitz M., Kleeberg H.-B.  
 Prognose von Niederschlagsfeldern mit einem stochastischen Modell  
 Carstensen A., Øverland H.  
 Bestimmung von Fließrichtungen und Gewässernetz aus digitalen Höhenmodellen (DHM)  
 Urbaniak S.  
 Phosphorelimination in einem Weichwassergebiet durch Vor-, Simultan- und Nachfällung mit Kalk  
 Rath K.  
 Erste Betriebsergebnisse zur Phosphorelimination durch Simultanfällung mit Kalk  
 Baier V.  
 Die Fouriertransformation in der Bildverarbeitung - Anwendungen in der Hydromechanik  
 Sattel H., Tasdemir A.  
 Messung der Wandschubspannung an Bootskörpern mittels Heißfilmanemometrie  
 Otto A.J.  
 Eindimensionale numerische Lösung des Dammbruchproblems in Kanälen mit variablen Querschnitten
- Heft 44 Hagen N.  
 1992 Steuerung von Speichern unter dem Aspekt der Wassergüte
- Heft 45 Kleeberg H.-B., Øverland H.  
 1993 Möglichkeiten der Abflußmodellierung unter Nutzung von Geoinformationssystemen
- Heft 46 Urbaniak S.  
 1993 Phosphorelimination durch Vor-, Simultan- und Nachfällung mit Kalk bei Abwasser mit geringer Säurekapazität
- Heft 47 Hagen N., Kleeberg H.-B. (vergriffen)  
 1993 Möglichkeiten der Modellierung des großräumigen Stofftransportes auf Landflächen Güte-Simulationsmodelle für stehende Gewässer - Eine Literaturanalyse
- Heft 48 Bechteler W., Broich K., Hartmann S., Kulisch H., Nujic M., Otto A. J.  
 1993 Simulationsmodelle zur Berechnung von Dammbrüchen und 1- bzw. 2-dimensionaler Ausbreitung der Flutwelle im Gelände
- Heft 49 Tätigkeitsbericht des Instituts für Wasserwesen 1988 - 1993  
 1993
- Heft 50 Sattel H. (vergriffen)  
 1994 Wandschubspannung an umströmten Körpern
- Heft 51 Geitz M.  
 1994 Einfluß der räumlichen Niederschlagsvariabilität auf Ergebnisse von Niederschlag-Abfluß-Berechnungen
- Heft 52 Patt H.  
 1995 Der naturnahe Gewässerausbau - Grundlagen und Anwendungen
- Heft 53 Mayer O. (vergriffen)  
 1995 Auslegung und Simulation photovoltaischer Wechselstrompumpensysteme
- Heft 54 Schemmer J.  
 1995 Meßgeräte zur Bestimmung des Schwebstoffgehalts  
 Hrissanthou V., Vollmers H.-J., Hartmann S.  
 Beginn des Feststofftransportes - Eine zusammenfassende Betrachtung

- Heft 55 Kleeberg H.-B., Niekamp O.  
1995 Vorstudie zur Formulierung von Forschungen zur Verfügbarkeit von Wasser

- Hefte Klimaänderung und Wasserwirtschaft  
56a/56b Internationales Symposium am 27./28. November 1995 im Europäischen Patentamt  
1996 in München, Tagungsband Teile a und b

Das Heft 55 und die Hefte 56a/56b wurden nicht im Schriftenaustausch versandt.

- Heft 57 Baier V.  
1996 Bestimmung und Beschreibung der Form von Schwebstoffpartikeln mittels Unterwasservideomikroskop und digitaler Bildverarbeitung

- Heft 58 Bechteler W., Vollmers H.-J., Wieprecht S.  
1996 DFG - Rundgespräch Geschiebe am 7./8. 12. 1995 in Würzburg

- Heft 59 Tasdemir A.  
1997 Experimentelle und numerische Ermittlung der freien Wasseroberfläche

- Heft 60 Hartmann S.  
1997 Entwicklung einer Strategie zur in situ-Ermittlung der kritischen Erosionsgeschwindigkeit

- Heft 61 Broich K.  
1998 Computergestützte Analyse des Dammerosionsbruchs

- Heft 62 Nujic M.  
1998 Praktischer Einsatz eines hochgenauen Verfahrens für die Berechnung von tiefengemittelten Strömungen

- Heft 63 Shen Z.  
1998 Veränderung des Geschiebetransports durch naturnahe Sohleneinbauten

- Heft 64 Urbaniak S.  
1998 Belastungsschwankungen und ihre Auswirkungen auf die Leistung von Abwasserreinigungsanlagen

- Heft 65 Tätigkeitsbericht des Instituts für Wasserwesen 1993 -1998  
1998

- Heft 66 Festveranstaltung  
1999 20 Jahre Institut für Wasserwesen  
Ehrendoktorwürde Prof. Dr.-Ing. Habil. J. Giesecke

- Heft 67 Willems W., Kleeberg H.-B.  
1999 Analyse von Niedrigwasserabflüssen am Rhein  
Sedlmeir G., Hügel T., Papavassiliu T.  
Informationssystem ISSchnee für Gis-gestützte Schneekarten der bayerischen Mittelgebirge unter Berücksichtigung von Klimaänderungen

- Heft 68 Molnár T., Kasper G., Kleeberg H.-B.  
1999 Parametermodelle und effektive Parameter zur Simulation von Wasserflüssen  
Carstensen A.  
Bestimmung von Parametern eines stochastischen Modells zur Generierung von Niederschlagsfeldern

- Heft 69 Günthert F. W., Osswald M.  
1999 Minimierung des Schlammanfalls auf Kläranlagen durch Desintegration – Bestandsaufnahme auf großtechnischen Anlagen



Heft 70 Kleeberg H.-B., Mayer U.  
1999 Hydrologische Extreme – Gefährdungspotentiale in Fließgewässern durch Trockenperioden

Heft 71\* Hügel, T.  
2000 Abflussberechnung mit Hilfe Neuronaler Netze  
ISBN 3-486-26499-0

Heft 72\* Schmid, A.  
2000 Das Phänomen der „biologischen Resonanz“ :  
Basis zur Optimierung biologischer Reinigungsstufen  
ISBN 3-486-26444-3

Heft 73\* Mück, R.  
2000 Räumliche und zeitliche Verteilung von Starkregen und deren Wahrscheinlichkeiten  
ISBN 3-486-26500-8

Heft 74\* Bechteler, W.; Günthert, F. W.  
2001 Zerstörungsfreie Dichtheitsprüfung von Grundstücksentwässerungsleitungen  
ISBN 3-486-26517-2